

Eine Brems-Studie.

Von Ober-Inspector Roman Baron Gostkowski, Ingenieur und Leiter der Präsidial-Abtheilung der General-Direction österreichischer Staatsbahnen.

I. Geschichtliches.

Ein halbes Menschenalter ist verflossen, seitdem deutsche Techniker zusammentraten, um einheitliche Normen für Betriebs-Einrichtungen der Eisenbahnen Deutschland's zu berathen. Die auf Grund dieser, im Jahre 1850 gepflogenen Berathungen entworfenen Bestimmungen wurden 1857 von der Versammlung der Techniker in Wien revidirt und von der General-Versammlung des Vereines deutscher Eisenbahnverwaltungen, welche damals in Triest tagte, im September 1858 sanctionirt.

Diese Triester „Grundzüge“ enthalten unter anderen auch eine Bestimmung über die Anzahl von Bremsen, welche den verkehrenden Zügen beizugeben sind. Im §. 40 dieser Grundzüge wird nämlich für verschiedene Neigungen der aliquote Theil der Wagen des Zuges bezeichnet, welcher zu bremsen ist. Es wird dort gesagt, dass in jedem Zuge, ausser den Bremsen am Tender, so viele kräftig wirkende Bremsvorrichtungen vorhanden sein müssen, dass bei Neigungen der Bahn in längeren Strecken bis einschliesslich:

$\frac{1}{300}$	bei Personenzügen, der 8., bei Güterzügen der 12.
$\frac{1}{300}$	" " " 6., " " 10.
$\frac{1}{200}$	" " " 5., " " 8.
$\frac{1}{100}$	" " " 4., " " 7.
$\frac{1}{60}$	" " " 3., " " 5.
$\frac{1}{40}$	" " " 2., " " 4.

Theil der Räderpaare, gebremst werden könne; wobei unter einer kräftigen Bremse eine solche Vorrichtung zu verstehen sei, durch welche die Räder eines vollbelasteten Wagens festgestellt werden können.

Diese, durch ausgezeichnete Männer, wie Negrelli, Schmid, Klinger, Francesconi, Engerth, Ruppert etc., auf Grund vielseitiger Erfahrung entworfene Tabelle, hat auch 20 Jahre lang entsprochen, wie dies daraus hervorgeht, dass die Versammlungen der Techniker, welche seitdem in Dresden (1868) und Hamburg (1871) tagten, keinen Anlass fanden, an derselben irgend welche Aenderungen vorzunehmen.

Erst als im Jahre 1874 Director Tellkampff*) in Altona rechnungsmässig nachwies, dass zur Wahrung der Betriebssicherheit weit weniger Bremsen genügen, als diese Tabelle fordert, wurde eine eingehende Revision dieser Vorschrift eingeleitet, deren Resultat war, dass die Techniker-Versammlung, welche 1876 in Constanx tagte, der obigen Tabelle, noch die Bestimmung hinzufügte, dass es zulässig sei, die Zahl der Bremsen beim Zuge, statt nach Räderpaaren in demselben Verhältnisse nach der Bruttolast zu bemessen.

Dass diese neue Bestimmung für den Verkehr von einer ausserordentlichen Tragweite war, möge aus dem folgenden Beispiele ersehen werden.

Ein 120 Tonnen schwerer, aus 24 zweiachsigen Wagen bestehender, in einem Gefälle von $25\frac{0}{100}$ rollender Güterzug

muss nach der vorstehenden Tabelle $\frac{1}{4} \times 24 = 6$ Bremswagen erhalten, sobald die Bremszahl nach Räderpaaren bemessen wird, während die Anzahl der einzustellenden Bremsen auf 2 Stück sinken kann, sobald deren Ermittlung im Sinne des neuen Zusatzes, d. h. nach der Bruttolast des Zuges erfolgt. Besteht nämlich der 120 Tonnen schwere Zug aus 8 vollbelasteten Wagen, so muss eine Last von $\frac{1}{4} \times 120 = 30$ Tonnen auf gebremsten Achsen ruhen. Da nun ein Wagen $\frac{120}{8} = 15$ Tonnen wiegt, so genügen $\frac{30}{15} = 2$ Bremsen; also auch 2 Bremser.

Die neue Zusatz-Bestimmung gestattet sonach bei einem Zuge eine Reduction des Zugspersonales um 4 Mann, was einer Ersparung von 60% gleichkommt.

Aus diesem Grunde haben auch sämtliche Eisenbahn-Verwaltungen Oesterreich's dieser neuen Vorschrift beigestimmt, was dadurch zum Ausdrucke kam, dass die Direction der Staatseisenbahn-Gesellschaft eine im Namen und mit Zustimmung sämtlicher Eisenbahn-Verwaltungen gerichtete Eingabe an das Handels-Ministerium richtete, in welcher Bestimmungen aufgenommen waren, welche den Eisenbahnen als Gesetz gegeben werden sollten.

In dieser Eingabe wurde der Bremsen in diesem Sinne gedacht, dass die im Jahre 1850 aufgestellte, Eingangs mitgetheilte Tabelle bezüglich der Neigungsgruppen und Zugsgattungen erweitert, und die Bestimmung aufgenommen wurde, dass die Ermittlung der Anzahl der Bremsen im Verhältnisse, wie solches im Jahre 1850 aufgestellt wurde, jedoch nicht nach Räderpaaren oder der Bruttolast, sondern ausschliesslich nach der Bruttolast zu erfolgen habe.

Dieser Eingabe wurde, wie dies auch nicht anders zu erwarten war, seitens des Handels-Ministeriums Folge gegeben, und es erschien 1876 ein, alle österreichischen Eisenbahn-Verwaltungen bindendes Gesetz, welches in den bekannten „Grundzügen der Vorschriften für den Verkehrsdienst auf Eisenbahnen“ seinen Ausdruck fand und welches gleichzeitig mit der neuen Signalordnung (1. Juli 1877) in's Leben trat.

Die Möglichkeit, die Anzahl der Bremsen nach der Zuglänge zu bemessen, war sonach in Oesterreich beseitigt worden. Die Ermittlung der Anzahl der den Zügen beizugebenden Bremsen musste von nun an ausschliesslich nach der Bruttolast erfolgen. Die Procentsätze selbst, blieben jedoch ungeändert, d. h. sie blieben dieselben, wie sie vor 35 Jahren für die Zuglänge aufgestellt wurden.

So lange die Klötze der Bremsen ausschliesslich aus Holz angefertigt wurden, bewährte sich diese neue Vorschrift so ziemlich und man hatte keine Veranlassung zu untersuchen, ob die seinerzeit für die Zuglänge aufgestellten Bremsprocente auch auf die Bruttolast übertragen werden können. Erst als man anfang, eiserne Bremsklötze einzuführen und grössere Steigungen allgemein wurden, bemerkte man, dass die Züge unter Umständen mehr Bremsen erfordern, als die Norm vorschreibt, und da drängte

*) Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens 1875, pag. 31.

sich von selbst die Nothwendigkeit auf, die neue Vorschrift einer rechnerischen Kritik zu unterziehen.

Ich habe versucht, eine solche Kritik zu üben*) und habe das Ergebniss derselben im März 1879 veröffentlicht, da jedoch diese Arbeit in einer fremden (polnischen) Sprache und in einem fremden Staate (Russland) publicirt war, so blieb sie hier unbeachtet.

Drei Jahre später bemächtigte sich Herr Petrossi, Ober-Inspector der ersten ungarischen Eisenbahn-Gesellschaft desselben Gegenstandes und wurde dessen verdienstliche Arbeit an die Tagesordnung der im Jahre 1882 nach Graz einberufenen Techniker-Versammlung gesetzt.

Hierdurch erst kam der Stein in's Rollen und ward die Bremsfrage bei Eisenbahnzügen von da ab, zum stehenden Posten der Tagesordnungen aller nunmehr folgenden Versammlungen geworden.

Es war nämlich klar geworden, dass die bestehende Norm, für Züge mit grösseren Geschwindigkeiten zu wenig Bremsen vorschreibt, dass also eine gründliche Revision der Bremsvorschrift unerlässlich sei.

Es entstanden in dieser Richtung viele Vorschläge und haben Fachmänner verdienstvolle Arbeiten producirt. Diese Arbeiten wurden zwar in den Commissions-Sitzungen zu Hannover (1882), Berlin (1883), Frankfurt (1883), München (1883), Salzburg (1884), Hamburg (1884), Dresden (1885), Budapest (1885) und München (1885) discutirt, doch gelangte man in keiner dieser Sitzungen zu einem befriedigenden Abschlusse.

Um einen, wenn auch nur flüchtigen Ueberblick zu geben, auf was für Schwierigkeiten die Austragung dieser Angelegenheit stiess, sei es gestattet, Nachstehendes anzuführen:

Herr Petrossi vernachlässigt in seiner Berechnung der Bremswirkung den Widerstand der ungebremsten Räder, nimmt ausserdem an, dass der Widerstand der gebremsten Räder von der Fahrgeschwindigkeit unabhängig sei, und lässt schliesslich die mechanische Energie der Rotation der Räder, d. h. die mechanische Arbeit, welche dieselben in Folge Umschwunges in sich aufnehmen, ausser Acht.

Herr Klingel, Ober-Baurath der General-Direction der grossherzoglich badischen Staatsbahnen, berücksichtigt zwar den Widerstand der ungebremsten Räder und die Energie der Rotation derselben, bleibt jedoch bezüglich des Adhäsions-Coëfficienten bei der Annahme des Ober-Inspectors Petrossi stehen.

Die königliche Eisenbahn-Direction in Bromberg zieht den Widerstand sowohl der Locomotive als auch jenen des Tenders in Rechnung, und berücksichtigt ausserdem den Umstand, dass zwischen der Abgabe des Bremssignales und dem Anlegen der Bremse eine Zeit verfliesst, rechnet mit einem von der Fahrgeschwindigkeit abhängenden Widerstande der rollenden Räder, belässt jedoch den Widerstand der gleitenden Räder in der von Petrossi angenommenen Grösse.

Regierungsrath Rüppel verlässt zwar die Annahme eines constanten Reibungs-Coëfficienten der gebremsten

Räder, rechnet aber mit einem constanten Widerstande der ungebremsten Räder.

Director Graef nimmt zwar einen mit der Fahrgeschwindigkeit wachsenden Widerstand in die Rechnung, doch berücksichtigt er nicht, dass die Fahrgeschwindigkeit vom Moment des Anlegens der Bremse, bis zum Stillstande des Zuges, fortwährend abnimmt, dass sie also eine veränderliche Grösse sei.

In einer zweiten Arbeit, die Herr Rüppel unternimmt, wird zwar der Einfluss der variablen Fahrgeschwindigkeit in Rechnung gezogen, und werden auch all' die Umstände berücksichtigt, welche von seinen Vorgängern vernachlässigt wurden, es wird aber angenommen, dass die Anhaltedistanz bei Zügen verschiedener Kategorie, verschieden sein müsse, für welche Annahme jedoch die Commission sich nicht erwärmen will.

Angesichts solcher Verhältnisse unternimmt es Herr Verderber, Director der ungarischen Staatsbahnen, im Wege des Versuches den Nachweis für die Richtigkeit der gemachten Annahmen bezüglich des Adhäsions-Coëfficienten zu erbringen, und Herr Scharff, Ober-Inspector der Kaschau-Oderberger Bahn, weist auf Versuche hin, welche er in ähnlicher Absicht, und zwar mit Güterwagen durchgeführt hat, während die umfangreichen Experimente Verderber's auf Personenwagen sich bezogen haben.

Obwohl die zahlreichen und äusserst sorgfältig durchgeführten Versuche Verderber's Licht in die Frage der Abhängigkeit des Widerstandes gleitender Räder von der Fahrgeschwindigkeit gebracht und die Arbeiten Rüppel's erschöpfend waren, so gelangte die Commission dennoch zu keiner Entscheidung und fand es für angemessen, den Baurath Bissinger zu ersuchen, alle bisher aufgestellten Formeln, welche für die Ermittlung der Anzahl der den Zügen beizugebenden Bremsen aufgestellt wurden, untereinander zu vergleichen und der nächsten Commission einen diesfälligen Antrag zu stellen.

Herr Bissinger unterzog sich der mühsamen Arbeit der Ausrechnung der Bremsprocente nach den verschiedenen Formeln und unterbreitete seine gediegene Arbeit der in Dresden am 13./14. März 1885 tagenden Commission. Im Verlaufe der Discussion über diesen Gegenstand konnte jedoch ein Ausgleich der Meinungsverschiedenheiten nicht erzielt werden, weshalb diese Angelegenheit einer späteren Commission zur meritorischen Behandlung überlassen wurde. Diese Commission hielt ihre Sitzung am 29. Mai 1885 in Budapest ab, fasste jedoch keinen definitiven Beschluss, überliess vielmehr die Austragung der Bremsfrage der nächsten Versammlung, welche für den 22. October 1885 nach München anberaumt wurde.

Das Sitzungsprotokoll dieser Versammlung ist noch nicht vertheilt, doch bin ich überzeugt, dass die Bremsfrage auch hier zur Zufriedenheit wird nicht gelöst werden, da allen bisherigen Ausführungen über die Ermittlung der Anzahl der den Zügen beizugebenden Bremsen ein gemeinsamer Irrthum anhaftet, welcher beseitigt werden muss, bevor an eine definitive Lösung der Bremsfrage gedacht werden könne.

*) Przegląd Techniczny. Warschau, 1879, Heft 1—2.

II. Theorie der Bremse.

Dieser, allen bisherigen Ermittlungen der Bremsprocente gemeinsam anhaftende Irrthum besteht aber darin, dass man von der Voraussetzung ausgeht, dass schwerere Wagen, wenn die Kurbel ihrer Bremse angezogen wird, eine grössere repressive Wirkung ausüben, als leichtere.

Obwohl diese Behauptung wohl begründet zu sein scheint, da ja ein schwerer Bremswagen einen grösseren Druck auf die Schiene ausübt, daher eine grössere Reibung hervorbringt, so beruht sie, in ihrer Anwendung auf die Handbremsen unserer Eisenbahnwagen, dennoch auf einem Irrthume.

Bevor ich den Beweis der Irrigkeit dieser Annahme erbringe, sei es mir gestattet, auf eine Erscheinung aufmerksam zu machen, welche allen denen sattsam bekannt ist, welche auf Eisenbahnen Bremsversuche angestellt haben. Wird nämlich die Handbremse eines leeren Wagens, welcher abwärts rollt, angezogen und wird der Wagen sich selbst überlassen, so wird er einen gewissen Weg durchlaufen, bevor er zum Stillstande gelangt. Wird derselbe Wagen vollbelastet und mit derselben Kraft in einem Augenblicke gebremst, in welchem er auf demselben Gefälle die frühere Geschwindigkeit erlangt, so sollte die Auslaufdistanz diesmal kürzer ausfallen, da ja eine schwere Bremse wirkungsfähiger sein soll, als eine leichte. Die Erfahrung lehrt aber, dass dies nicht der Fall sei. Die Auslaufdistanz des vollbelasteten Wagens wird nämlich entweder gleich jener des leeren sein, oder aber, sie wird grösser werden; kürzer wird sie niemals ausfallen, man mag den Versuch wiederholen, so oft man will.

Schon diese Thatsache allein ist genügend, um den Glauben an die grössere Wirkung eines beladenen Bremswagens zu erschüttern, dieser Glauben wird aber völlig schwinden, sobald man auf die Theorie der Bremsen eingeht.

Ferron*), Lochner**), Meyer***), Bartl†) und Franke††) haben, jeder auf einem anderen Wege, eine Theorie der Bremsen geliefert, welche die Grösse des Druckes zu berechnen lehrt, der auf die Bremsklötze eines Wagens ausgeübt werden muss, um die möglichst grösste Wirkung des Bremsens zu erzielen. Diese Wirkung tritt bekanntlich dann ein, wenn der Druck auf die Bremsklötze jene Grösse erreicht, welche bewirkt, dass das Rollen der Wagen aufhört und das Gleiten beginnt.

Ein Eisenbahnrad, an dessen Umfang die Bremsklötze angepresst sind, vollzieht seine Drehbewegung um die Achse, unter dem Einflusse zweier, einander entgegengesetzt wirkenden Kräfte. Die eine derselben, welche zugleich die Ursache des Rollens ist, treibt das Rad an und ist numerisch gleich dem Widerstande, welchen das Rad beim Rollen auf der Schiene bewältigt. Wir wollen sie mit S bezeichnen und in Tonnen messen. Die andere hingegen, behindert die Rotation, sie ist eben die retardirende Kraft, welche

durch die Reibung zwischen Bremsklotz und Rad erzeugt wird, und welche B Tonnen betragen soll. Soll die Bewegung, welche das Rad unter dem Einflusse dieser beiden Kräfte vollzieht, eine verzögerte sein, so muss die repressive Kraft überwiegen, d. h. es muss die Differenz $(B-S)$ positiv ausfallen. Bezeichnet r den Radhalbmesser in Meter, so beträgt das Moment dieser Kraftdifferenz, welche wir retardirende Kraft nennen wollen, $(B-S) r$.

Bezeichnet T das Trägheits-Moment und α die Aenderung der Winkelgeschwindigkeit in der Zeiteinheit der Rotation des Rades, so ist bekanntlich $\alpha \cdot T$ ein Ausdruck für das ob angeführte Moment der bewegenden Kraft, und es besteht daher die Relation:

$$(B-S) \cdot r = \alpha T$$

in welcher sowohl das Trägheits-Moment T , als auch die Winkel-Beschleunigung α , des Näheren zu bestimmen sind.

Was das Trägheits-Moment anbelangt, so zeigte Frank*), Professor an der polytechnischen Hochschule in Hannover, dass für die üblichen Eisenbahnwagen

$$T = 80 r^2$$

gesetzt werden kann.

Bezüglich der Winkelbeschleunigung sei bemerkt, dass αr die Geschwindigkeits-Aenderung am Radumfang bezeichnet, also das ist, was man die Beschleunigung der Vorwärtsbewegung nennt. Soll das Rad zum Stillstande kommen, so muss dieser Beschleunigung eine gleich grosse Verzögerung entgegenwirken, welche Verzögerung durch die Wirkung der Bremsen hervorgebracht werden muss.

Beträgt der Widerstand, welchen das auf der Schiene gleitende Rad daselbst zu überwinden hat, s Kilogramme per Tonne Wagengewicht, so bewirkt derselbe eine Verzögerung in der Bewegung des Rades, deren Maass die auf die Massen-Einheit entfallende Kraft des Widerstandes ist.

Die Maasse einer Tonne Wagengewicht beträgt $\frac{1000}{9 \cdot 81} = 102$. Die Verzögerung beträgt daher

$$\frac{s}{102}$$

Meter. Man hat sonach

$$\alpha r = \frac{s}{102}$$

und wenn ausserdem der für das Trägheits-Moment durch Professor Frank angegebene Werth in die Eingangs aufgestellte Bedingungs-gleichung substituirt wird, so erhält man

$$(B-S) = 0.78 s$$

einen Ausdruck für die Grösse der retardirenden Kraft in Kilogramm.

Aus der Grösse der retardirenden Kraft lässt sich aber der Gesamtdruck ermitteln, welcher auf die Bremsklötze eines Wagens ausgeübt werden muss, wenn der Wagen möglichst vortheilhaft gebremst werden soll; d. h. jener Druck, welcher bewirkt, dass die Räder möglichst nahe an die Grenze des Gleitens gebracht werden, ohne dass Letzteres wirklich eintritt.

Beträgt der Druck, welcher auf sämtliche Bremsklötze eines Wagens ausgeübt werden muss, um den Wagen

*) Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, 1878 u. 1879.

**) Heusinger, Handbuch der speciellen Eisenbahntechnik, 1875. Locomotivbau.

***) Meyer, Grundzüge des Eisenbahnbaues, 1884.

†) Bartl, Der Civil-Ingenieur, 1885.

††) Civil-Ingenieur, 1882.

*) Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, 1883, pag. 71.

an die Rollgrenze zu bringen, oder, wie man kürzer zu sagen pflegt, um denselben festzubremesen, D Tonnen und beträgt die Reibung, welche in Folge dieses Druckes zwischen Bremsklotz und Rad erzeugt wird, b Kilogramm per Tonne Druckes, so beträgt die Gesamtreibung, d. h. die repressive Kraft der Bremse, welche mit B bezeichnet wurde:

$$B = D b$$

Kilogramm. Erwägt man weiter, dass bei dem Wagengewichte W

$$S = W \cdot s$$

ist, so geht die obige Gleichung über, in

$$D = \left[0.78 + W \right] \left(\frac{s}{b} \right)$$

oder wenn Kürze halber

$$\left(\frac{s}{b} \right) = a$$

gesetzt wird:

$$D = a (0.78 + W)$$

eine Formel zur approximativen Berechnung des Druckes, welcher auf sämtliche Bremsklötze eines Wagens ausgeübt werden muss, wenn dessen rollende Reibung in eine gleitende verwandelt werden soll. Hier bezeichnet:

D den Bremsdruck in Tonnen,

W das Gewicht des Wagens in Tonnen,

a eine, vom Materiale, aus welchem die Bremsklötze angefertigt wurden, abhängige Grösse.

Mit Rücksicht darauf, dass das Maximum des Brems-effectes schon eintritt, bevor noch die Räder festgestellt werden, also im Momente, in welchem die rollende Reibung in die gleitende übergeht, kann man die Zahl 0.78, welche circa 8% des Wagengewichtes beträgt, recht gut gegen das Gewicht des Wagens vernachlässigen und schreiben

$$D = a W$$

in welchem Falle dann D nicht mehr den zum Feststellen der Räder nöthigen, sondern den zur Erreichung des Maximumeffectes erforderlichen Druck; oder kürzer, den Bremsdruck bezeichnet.

Aus dieser Formel ist zu ersehen, dass der Bremsdruck nicht nur von dem Materiale, aus welchem die Bremsklötze angefertigt wurden, sondern auch von dem Gewichte des zu bremsenden Wagens abhängig ist.

Um die volle Bremswirkung zu erzielen, muss also der Druck der Bremsklötze auf das Rad um so grösser sein, je schwerer der zu bremsende Wagen ist. Eine zu bremsende leere Lowry erfordert also einen geringeren Kraftaufwand, als ein vollbelasteter Kohlenwagen.

Die Grösse des per Tonne Wagengewicht auf die Bremsklötze auszuübenden Druckes in Tonnen, gibt die Zahl a der obigen Formel, welche Zahl nichts anderes ist, als das Verhältniss der Reibung s zwischen Rad und Schiene zur Reibung b zwischen Bremsklotz und Rad.

Will man also die Grösse des Bremsdruckes kennen lernen, so muss das Verhältniss bekannt sein, in welchem diese beiden Reibungen zu einander stehen, d. h. es muss die Grösse

$$a = \left(\frac{s}{b} \right)$$

ermittelt werden.

Es hat nicht an Versuchen gefehlt, welche die Bestimmung der beiden Grössen s und b zum Zwecke hatten.

Was die Ermittlung der Grösse s , d. h. der Reibung zwischen Rad und Schiene (der sogenannten Adhäsion) anbelangt, so verdienen die Versuche von Poirée*, welche im Jahre 1851 auf der Lycner Bahn ausgeführt wurden, eine besondere Aufmerksamkeit, weil sie bis jetzt die genauesten sind, welche in dieser Richtung angestellt wurden.

Diese Versuche haben das überraschende Resultat ergeben, dass die gleitende Reibung keineswegs eine constante, d. h. von der relativen Bewegung der sich reibenden Flächen unabhängige Grösse sei, wie dies auf Grund der zu Metz in den Jahren 1831—1833 durch Morin***) durchgeführten Versuche allgemein angenommen wurde. Es stellte sich vielmehr heraus, dass die gleitende Reibung harter Körper eine stetige Function ihrer relativen Geschwindigkeit sei. Der numerische Werth dieser Function ist am grössten, für die Geschwindigkeit Null, und nimmt mit wachsender Geschwindigkeit ab.

Dem Professor Franke*** in Lemberg glückte es, das Ergebniss dieser Versuche durch die nachstehende empirische Formel darzustellen:

$$s = 290. e^{-\left(\frac{c}{50}\right)}$$

in welcher s die per Tonne Druck entfallende Reibung in Kilogramm, c die Fahrgeschwindigkeit in Meter per Secunde und e die Basis der natürlichen Logarithmen bezeichnet.

Man ersieht sonach, dass die Abhängigkeit der Reibung zwischen Rad und Schiene, durch eine logarithmische Curve sich darstellen lässt, deren Asymptote die Abscissen-Achse ist und welche die Ordinate im Punkte $s = 290$ schneidet.

Die Grösse b , d. i. die per Tonne Druck, welcher auf den Bremsklotz ausgeübt wird, entfallende Reibung (zwischen Klotz und Rad) wurde gleichfalls durch Versuche ermittelt, und war es der englische Capitain Duglas Galton †), welcher die Reibung gusseiserner Bremsbalken an stählernen Radkränzen mit grosser Sorgfalt durch Versuche auf der Linie London-Brighthon, welche in den Jahren 1878 und 1879 angestellt wurden, gemessen hatte.

Die Professoren Franke ††) in Lemberg und Fliegner †††) in Zürich stellten empirische Formeln auf, welche die Ergebnisse dieser classischen Versuche fast gleich genau darstellten.

Die Formel von Franke lautet:

$$b = 290. e^{-\left(\frac{c}{25}\right)}$$

jene des Professors Fliegner dagegen:

$$b = \frac{4096}{12.46 + c}$$

und beziehen sich beide auf die Reibung von Gusseisen auf

*) Mémoires de la Société des Ingénieurs civils 1852.

**) Morin, Nouvelles expériences sur le frottement. Mémoires présentés par divers Savants à l'Académie des Sciences 1833, 1835.

***) Franke, Civil-Ingenieur 1882.

†) Engineering 1879, Bände 25—27.

††) Civil-Ingenieur 1882, pag. 207.

†††) Schweizerische Bauzeitung 1885, pag. 19.

Stahl, bei trockenen Oberflächen. In beiden Formeln bezeichnet b die per Tonne des auf den Bremsklotz ausgeübten Druckes entfallende Reibung in Kilogramm; c die Fahrgeschwindigkeit in Meter per Secunde. In der ersteren dieser beiden Formeln bezeichnet e die Basis der natürlichen Logarithmen.

Aus beiden Formeln ersieht man, dass auch die Reibung zwischen Bremsklotz und Rad mit zunehmender Geschwindigkeit abnimmt, sowie, dass das Gesetz der Abnahme sowohl durch eine Hyperbel (Fliegner), als auch durch eine Logistik (Franke) sich darstellen lasse.

Mit Rücksicht darauf, dass die Formel Franke's denselben Bau hat, wie dessen Formel, welche sich auf die Reibung zwischen Rad und Schiene bezieht, soll der Franke'schen Formel der Vorzug gegeben werden.

Man erhält sonach:

$$a = \frac{290 \cdot e^{-\left(\frac{c}{50}\right)}}{290 \cdot e^{-\left(\frac{c}{25}\right)}} = e + \left(\frac{c}{50}\right)$$

einen Werth, welcher die Grösse des Druckes in Tonnen angibt, welcher auf die Bremsklötze eines Wagens per Tonne seines Gewichtes ausgeübt werden muss, wenn der Wagen möglichst wirksam gebremst werden soll und die Bremsbacken aus Gusseisen sind.

Der Gesamtdruck, welcher auf gusseiserne Bremsklötze eines W Tonnen schweren Wagens ausgeübt werden muss, sobald der Wagen wirksam gebremst werden soll, beträgt sonach

$$D = e \cdot W$$

Tonnen.

Diese Formel lehrt, dass der Bremsdruck vom Momente des Anlegens der Bremse stetig abnehmen und im Augenblicke des Stillstandes des Wagens auf eine Grösse sinken müsse, welche gleich dem Gewichte dieses Wagens ist.

Man erhält nämlich für abnehmende Werthe von c stets kleiner werdende Werthe für den Druck D , von welchen der kleinste für $c = 0$, gleich dem Gewichte W des Wagens ausfällt.

Das oben angeführte Ergebniss der Theorie hat in der Praxis die volle Bestätigung gefunden. Versuche *) mittelst Dynamometers haben nämlich gelehrt, dass die Reibung ziemlich constant verbleibt, so lange die Räder rollen, dass sie aber im Augenblicke des Feststellens derselben, sofort sinkt.

Für die Reibung auf befeuchteten Schienen fand Franke die Formel:

$$s = 240 \cdot e^{-\left(\frac{c}{35}\right)}$$

während Baurath Rüppel**) für die Reibung zwischen Bremsklotz und Tyres

$$b = 200 \cdot e^{-\left(\frac{c}{25}\right)}$$

setzt.

*) Wöhler, Organf. Fortschritte d. Eisenbahnwesens 1867, pag 126.

**) Referat der Subcommission für die Revision des §. 185 der technischen Vereinbarungen, Budapest 1885.

Mit Zugrundelegung dieser Werthe, erhält man:

$$D = \frac{240 \cdot e^{-\left(\frac{c}{35}\right)}}{200 \cdot e^{-\left(\frac{c}{25}\right)}} W = \frac{6}{5} \cdot e^{+\left(\frac{c}{87}\right)} W$$

Der Bremsdruck ist also in allen Fällen grösser, als das Gewicht des zu bremsenden Wagens.

Diese, für die Grösse des Bremsdruckes aufgestellte Formel lehrt, dass der Druck auf die Bremsklötze, trotz gleich bleibendem Antrieb der Kurbel der Spindelbremse, nach Maassgabe des Fortschreitens des Wagens, mit der Geschwindigkeit der Bewegung desselben, nach dem Gesetze einer logarithmischen Linie abnehmen müsse, falls die grösste Bremswirkung erzielt werden soll.

Eine solche Anordnung wäre aber für den Betrieb zu unbequem und in der Wirkung doch unsicher. Man wird daher an eine gute Bremsvorrichtung nur die Anforderung stellen dürfen, aber auch stellen müssen, dass ein Bremsdruck angewendet werde, welcher gerade im Stande ist, die Räder noch vor dem Stillstande des Wagens an die Grenze des Gleitens zu bringen.

Die Grösse dieses, während der ganzen Dauer des Bremsens unveränderlichen Druckes, lässt sich auf folgende Art finden:

Wird die Gleichung der logarithmischen Linie, nach welcher der Bremsdruck vom Momente des Anlegens der Bremse bis zum Stillstande des Wagens abzunehmen habe, in der Form

$$y = e^{\left(\frac{x}{50}\right)}$$

geschrieben, und trägt man die verschiedenen x als Abscissen, die diesen Abscissen entsprechenden Werthe von y aber, als Ordinaten eines rechtwinkligen Coordinatensystemes auf, so wird die mittlere dieser Ordinaten, welche zwischen $x = c$ und $x = 0$ liegt, den mittleren Werth des Bremsdruckes bezeichnen. Diesen mittleren Werth, welchen y annimmt und der mit a bezeichnet werden soll, erhält man bekanntlich durch Division der Fläche, welche zwischen der Curve und der Abscisse liegt und durch die beiden Grenz-Ordinaten abgeschnitten wird; durch diese Abscisse, d. h. es ist

$$a = \frac{\text{Fläche}}{\text{Abscisse}} = \frac{\int_0^c y \, dx}{c}$$

da aber

$$\int_0^c y \, dx = \int_0^c e^{\left(\frac{x}{50}\right)} dx = 50 \left[e^{\left(\frac{c}{50}\right)} - 1 \right]$$

ist, so hat man

$$a = \frac{50}{c} \left[e^{\left(\frac{c}{50}\right)} - 1 \right]$$

für den mittleren Werth des Druckes, welcher während der ganzen Dauer des Gebremtseins des Wagens auf dessen Bremsklötze in unveränderter Grösse auszuüben ist, sobald der Wagen an die Rollgrenze gebracht werden soll.

Für die grösste, auf Eisenbahnen übliche Geschwindigkeit, für $c = 20 m$, nämlich beträgt der mittlere Druck, welcher während der ganzen Dauer der Auslaufzeit constant auf die Bremsklötze wirkt

$$a = \frac{50}{20} \left[e^{\left(\frac{20}{50}\right)} - 1 \right] = 2.5 \left(e^{\left(\frac{1}{10}\right)} - 1 \right) = 1.8 t$$

pro Tonne Wagengewicht.

Beträgt die Fahrgeschwindigkeit im Momente des Anlegens der Bremse $c = 10 m$ pro Secunde (36 km pro Stunde), so beträgt der mittlere Bremsdruck

$$a = \frac{50}{10} \left[e^{\left(\frac{10}{50}\right)} - 1 \right] = 5 \left(e^{\frac{1}{5}} - 1 \right) = 1.2 t$$

pro Tonne Wagengewicht.

Will man also die Möglichkeit haben, den Wagen auch dann noch wirksam bremsen zu können, wenn er sich mit grosser Geschwindigkeit bewegt, so muss $a = 1.8$, mindestens aber, $1.2 = \frac{6}{5} t$ betragen. Man hat sonach:

$$D = \frac{6}{5} \cdot W$$

für den totalen Druck in Tonnen, welche auf sämtliche Bremsklötze eines W Tonne schweren Wagens ausgeübt werden muss, sobald man die Möglichkeit haben will, den Wagen an die Rollgrenze zu bringen.

Zum Bremsen eines leeren Wagens, der 5 t wiegt, benöthigt man sonach einen Bremsdruck von $\frac{6}{5} \times 5 = 6 t$ für einen vollbelasteten 15 t schweren Wagen, dagegen einen Druck von $\frac{6}{5} \times 15 = 18 t$, also 3 mal so viel.

Mit Rücksicht darauf, dass für kleine Geschwindigkeiten der Bremsdruck dem Wagengewichte sich nähert, und für die Geschwindigkeit Null, diesem Gewicht vollends gleich wird, folgt, dass der Bremsdruck auf eiserne Bremsklötze wohl nie unter das Gewicht des zu bremsenden Wagens sinken dürfe.

Aus dieser Darstellung ist zu ersehen, dass es ein Irrthum ist, anzunehmen, dass zum wirksamen Bremsen eines mit eisernen Bremsklötzen ausgerüsteten Wagens ein Druck genüge, welcher gleich dem Gewichte des Wagens sei*) oder zu behaupten, dass $\frac{5}{6}$ **), oder gar nur die Hälfte***) des Wagengewichtes, als Druck auf die Bremsklötze ausgeübt, den Wagen an die Rollgrenze bringen werde.

Das Gesagte bezieht sich auf eiserne Bremsklötze. Was hölzerne Bremsklötze anbelangt, so hat man keine so verlässlichen Daten bezüglich der Grösse der auftretenden Reibung, wie dies bei eisernen Klötzen der Fall ist.

Aus den Versuchen von Bochet†) ergibt sich jedoch, dass die Reibung zwischen Holz und Eisen unter ungünstigen Verhältnissen nahezu auf:

$$40 + \frac{140 - 40}{1 + 0.03 c} = 40 + \frac{100}{1 + 0.03 c}$$

Kilogramm per Tonne Druck sinken kann, da unter den-

*) Czernin, Die automatische Bremse, Prag 1881, pag. 21.

**) Gassebner, Die Schnellbremse, Wien, pag. 5.

***) Paulitschy, Schnellbrems-Spindel, Wien 1882, pag. 1.

†) Nouvelles recherches expérimentales sur le frottement et glissement. Annales des Mines 1861.

selben ungünstigen Verhältnissen die Reibung von Eisen auf Eisen nach Poirée*)

$$\frac{140}{1 + 0.03 c}$$

Kilogramme per Tonne Druck beträgt, wobei wie früher c die Fahrgeschwindigkeit im Momente des Anlegens der Bremse, in Meter pro Secunde bezeichnet; so besteht das Verhältniss

$$\frac{\text{Holz auf Eisen}}{\text{Eisen auf Eisen}} = 1 + 0.01 c$$

Setzt man wieder $c = 20 m$, so ergibt sich

$$\frac{\text{Holz auf Eisen}}{\text{Eisen auf Eisen}} = \frac{6}{5}$$

Werden also statt eiserner, hölzerne Bremsklötze angewendet, so bedarf es zum wirksamen Bremsen eines Wagens nur mehr eines Druckes, welcher ca. $\frac{5}{6}$ des früheren Werthes beträgt, also eines Druckes von ca.:

$$D = \frac{6}{5} \times \frac{5}{6} \cdot W = W$$

Tonnen. Man hat sonach für hölzerne Bremsklötze

$$D = W$$

Tonnen, was besagen will, dass der Gesamtdruck, welcher auf hölzerne Bremsklötze eines Wagens ausgeübt werden muss, wenn man die Möglichkeit erlangen will, den Wagen an die Rollgrenze zu bringen, nahezu dem Gewichte des Wagens gleich sein müsse, unter Umständen aber auch etwas kleiner sein könne.

Wenngleich die Reibungs-Coëfficienten derzeit noch nicht mit jener Genauigkeit ermittelt wurden, wie es exacte Rechnungen fordern, so folgt aus dem Gesagten doch mit aller Sicherheit, dass bei hölzernen Bremsen der Bremsdruck wohl kleiner sein könne, als das Gewicht des zu bremsenden Wagens, dass dies jedoch bei eisernen Bremsklötzen unstatthaft sei, indem hier der Bremsdruck mindestens dem Wagengewichte gleich sein müsse.

III. Arbeit des Bremsers.

Kennt man den Druck, welcher auf sämtliche Bremsklötze eines Wagens ausgeübt werden muss, wenn der Wagen wirksam gebremst werden soll, so muss untersucht werden, ob die, bei Eisenbahnwagen üblichen Spindelbremsen, auch darnach construirt sind, dass mit der Kraft des sie bedienenden Mannes, der erforderliche Druck auf die Bremsklötze ausgeübt werden könne.

Um diese Angelegenheit zu entscheiden, muss vor Allem die Arbeit bekannt sein, welche ein Mann zu produciren im Stande ist, wenn er die Spindelbremse eines Eisenbahnwagens dreht.

Die Arbeit, welche der Mensch zu leisten vermag, kann gerade so ermittelt werden, wie dies bei Maschinen zu geschehen pflegt.

Will man die Arbeit kennen, welche beispielsweise eine Dampfmaschine zu liefern im Stande ist, so ermittelt man die Wärme, welche die am Roste verbrennende Kohle producirt und zieht hievon jene Wärme ab, welche mit den

*) Memoires de la Société des Ingénieurs civils 1852.

Verbrennungsproducten nach aussen abgeht. Der Rest ist jene Wärme, welche die Maschine in Arbeit verwandelt hat.

Wäre unser Magen so eingerichtet, dass wir Kohle verdauen könnten, so würden wir, wie Helmholtz bemerkt, unsere Arbeitsleistung aus dieser Substanz entnehmen können, so aber sind wir auf die Nahrungsmittel angewiesen, welche für uns das sind, was die Kohle für die Dampfmaschine.

Will man also die Arbeit kennen lernen, welche die menschliche Maschine zu liefern im Stande ist, so muss man die Wärme ermitteln, welche durch Verbrennung der Nahrung im menschlichen Organismus entsteht. Von dieser Wärme muss man jene Wärme abziehen, welche durch Verbrennung der Auswurfstoffe entstehen würde. Der verbleibende Rest wird dann jene Wärme darstellen, welche der Mensch unter Umständen als äussere Arbeit abgeben kann.

Versuche, welche Ranke*) an sich selbst gemacht hat, lehren, dass, wenn von der Menge Kohlenstoff, Wasserstoff und Sauerstoff, welche er in Form von Nahrungsmitteln in der Zeit von 24 Stunden zu sich nahm, jene Menge dieser Stoffe abgezogen wird, welche er in derselben Zeit wieder abgab, der Tages-Consum auf:

207 g Kohlenstoff,
127 „ Sauerstoff,
29 „ Wasserstoff

veranschlagt werden könne.

Die eingenommenen 207 g Kohle und 29 g Wasserstoff verbrennen im menschlichen Körper. Die hierdurch erzeugte Wärme gibt das Maass jener Arbeit, welche der Mensch ohne Gefährdung seiner Gesundheit innerhalb 24 Stunden höchstens abgeben kann.

Nicht der ganze Wasserstoff braucht jedoch durch den Sauerstoff verbrannt zu werden, welchen der Athmungsprocess herbeischafft, da 16 g hievon, durch jenen Sauerstoff oxydirt werden, welcher mit den Nahrungsmitteln aufgenommen wurde und dessen Menge 127 g beträgt. Der Athmungsprocess hat nur so viel Sauerstoff beizustellen, als zur Verbrennung von

Kohlenstoff . . . 207 g
Wasserstoff . . . 13 „

erforderlich ist.

Da ein g Kohlenstoff bekanntlich 8·08 Calorien, 1 g Wasserstoff dagegen 34·18 Calorien liefert, so erhält man durch Oxydation von

207 Kohlenstoff 1672
13 Wasserstoff 444
zusammen 2116

Calorien. Auf eine Stunde entfällt sonach eine Production von 88·17 Calorien.

Mit Rücksicht darauf, dass eine Calorie gleichwerthig ist einer Arbeit von 425 mkg, beträgt der durchschnittliche Arbeitswerth der Nahrung $88·17 \times 425$ mkg pro Stunde, also in runder Zahl 11 mkg pro Secunde.

Hierbei muss jedoch bemerkt werden, dass der Wille des Menschen im Stande ist, den Arbeitsvorrath, welchen

ihm die Nahrung liefert, der Zeit nach, ziemlich ungleichmässig zu verausgaben. So kann beispielsweise der Mensch in einer, von den 24 Stunden des Tages, eine grössere Arbeit als 11 mkg pro Secunde leisten, in den übrigen 23 Stunden, wird er aber pro Secunde weniger Arbeit leisten, da die Gesamtleistung stets constant bleiben, d. h. dem Wärmewerthe der eingenommenen Nahrung entsprechen muss. Der Mensch kann die Arbeit, welche die Nahrung producirt, eben nur vertheilen, er kann aber keine Arbeit schaffen.

Beobachtungen, über welche kürzlich (1885) der „Scientific American“ berichtete, und welche den Zweck hatten, die Arbeit zu messen, welche der Mensch während eines kurzen Zeitraumes, ohne Werkzeug, zu leisten im Stande ist, also die Arbeit, welche er beim Heben seines eigenen Gewichtes verrichtet, ergaben, dass die Leistung eines Menschen, während der ersten Minute der Arbeitsverrichtung auf 20—25 mkg pro Secunde geschätzt werden könne.

Dupin erzählt, dass die allergrösste Leistung, welche er kennt, durch den Engländer Buchanan producirt wurde, denn sie betrug 26 mkg pro Secunde.

Doch hier handelt es sich nicht um anormale, unter ganz aussergewöhnlichen Verhältnissen producirt Arbeitsleistungen. Wir haben vielmehr die Leistungen zu betrachten, welche beim Antreiben einer Bremskurbel unter normalen Verhältnissen, höchstens producirt werden können.

Die Erfahrung lehrt nun, dass die Arbeitsleistung eines Menschen, nicht nur von der Race, vom Klima, Alter, Gewicht und Geschlecht, aber auch von Uebung, Gewohnheit und wie bereits erwähnt, von der Willenskraft abhängt, sowie, dass der Mensch nicht in allen Stellungen und nicht unter allen Verhältnissen seine Muskelkräfte gleich günstig verwenden kann.

Die Leistung eines Mannes, der einen Graben gräbt, wird bei gleicher Anstrengung, eine andere sein, als jene ist, welche er producirt, wenn er eine Kurbel dreht. Aus nachstehender Tabelle ist die Grösse der Leistung zu entnehmen, welche durch verschiedene Beobachter beim Menschen constatirt wurde, dessen Geschäft es war, eine Kurbel anzutreiben.

Name des Beobachters	Arbeitsleistung in Secunden- Meter-Kilogramm
Navier	6·00
Rühlmann	7·19
Kaven und Köpke	8·84
Rühlmann	9·15
Kaven und Köpke	11·31
Dessagulier	13·28
Christian	14·00

Weissbach bemerkt, dass, sobald es sich um Arbeitsleistungen handelt, die nur etliche Minuten dauern, man für die mittlere Leistung eines, die Kurbel antreibenden Mannes 17 mkg annehmen kann. Mit Rücksicht jedoch darauf, dass bei Eisenbahnwagen das Antreiben der Bremskurbel nur

*) Ranke, Grundzüge der Physiologie des Menschen, 1868, p. 474.

einige wenige Secunden andauert, dürfte es gestattet sein, anzunehmen, dass die Arbeitsleistung in derlei Fällen bis zum Maximum, also bis ca. 25 mkg wird gesteigert werden können.

Wenn nun angenommen wird, dass der Bremser, welcher die Kurbel der Spindelbremse eines Eisenbahnwagens bedient, eine Arbeit von 25 Secunden-Meter-Kilogramm leistet, so fragt es sich, mit welcher Kraft derselbe die Kurbel wird antreiben können.

Würde man die Geschwindigkeit kennen, mit welcher der Bremser die Kurbel seiner Spindelbremse bewegt, so würde man leicht die Kraft des Antriebes der Kurbel berechnen können, da ja diese Kraft, durch Division der Arbeit, durch die Geschwindigkeit erhalten wird.

Glücklicherweise hat es an Beobachtungen nicht gefehlt, welche den Zweck hatten, die Geschwindigkeit kennen zu lernen, mit welcher ein, die Kurbel antreibender Mann diese bewegt, so beträgt beispielsweise die vortheilhafteste Geschwindigkeit nach:

Navier	0.75 m pro Secunde
Christian	1.00 " " "
Dessagulier	1.00 " " "
Rühlmann	1.017 " " "
Kaven und Köpke	1.247 " " "
Rühlmann	1.280 " " "
Kaven und Köpke	1.30 " " "

im Mittel also: 1.08 oder rund 1 m pro Secunde.

Da wir die Arbeit des Menschen, welcher eine Bremskurbel antreibt, auf 25 Secunden-Meter-Kilogramm geschätzt haben, so würde sich die Kraft des Antriebes der Kurbel, auf $\frac{25}{1} = 25 \text{ kg}$ beziffern.

Es ist von eminenter Wichtigkeit, diese theoretisch ermittelte Ziffer durch directe Versuche bestätigt zu sehen.

Meines Wissens war die Lemberg-Czernowitz-Jassy-Eisenbahn die erste gewesen, welche in ihren Werkstätten Versuche anstellen liess, um die Kraft des Antriebes der Bremskurbel durch den Bremser, mit Sicherheit festzustellen.

Diese Versuche wurden über Anregung des Herrn E. Ziffer, Verwaltungsrathes dieser Bahn, im Jahre 1881, durch Ingenieur Birnbaum in der Werkstätte Stanislaw durchgeführt.

Dieselben wurden in der Weise angestellt, dass Bremsenspindeln von vier Eisenbahnwagen abgenommen und an einer verticalen Mauer so aufmontirt wurden, dass die vertical stehende Spindel sich wohl um ihre Achse drehen, nicht aber auf- und abgehen konnte. Die Schraubenmutter dieser Spindel konnte dagegen auf- und abgehen, ohne jedoch sich drehen zu können. Durch Drehung der Spindel, wurde die Schraubenmutter auf den tiefsten Punkt herabgeschoben, welchen sie überhaupt annehmen konnte, und wurde durch Gewichte belastet. Hierauf wurde die Kurbel der Spindel so lange gedreht, bis das Gewicht auf die constante Höhe von 310 mm gehoben wurde. Da die Ganghöhe der Schraube

13 mm betrug, so wurden $\frac{310}{13} = 23.5$ Umdrehungen der Spindel nöthig, um die Last auf die Höhe von 310 mm zu heben.

Die Schraubenmutter wurde durch verschiedene Gewichte belastet und war stets die Zeit notirt worden, welche der, die Bremskurbel antreibende Mann gebraucht hat, um das betreffende Gewicht auf die constante Höhe von

$$310 \text{ mm} = 0.31 \text{ m}$$

zu heben.

Auf diese Art fand man, dass beispielsweise zur Hebung des Gewichtes von 544 kg je nach der Grösse des Kurbelhalbmessers, ein Zeitaufwand von

$$55, 50, 45, 25 \text{ Secunden}$$

nöthig war. Da jedesmal 23.5 Kurbelumdrehungen ausgeführt wurden, so benötigte man zu einer Umdrehung

$$2.3, 2.1, 1.9, 1.1 \text{ Secunden.}$$

Im Mittel also 1.8 Secunden.

Inspector Gassebner*) bemerkt, dass die Eisenbahnwagen so construirt sind, dass man durchschnittlich 8 Umdrehungen der Kurbel ausführen muss, um die Bremsklötze zum Anliegen an die Räder zu bringen, sowie, dass diese Arbeit durch die Kraft eines Bremfers durchschnittlich in der Zeit von 8—12 Secunden vollzogen werde. Die Zeit, welche zu einer Umdrehung der Bremskurbel benötigt wird, beträgt sonach bei der grössten Anstrengung des Bremfers $\frac{8}{8} = 1$ Secunde, bei ruhiger Arbeit hingegen, $\frac{12}{8} = 1.5$ Secunde, daher nicht viel weniger, als bei jenen Versuchen im Mittel gefunden wurde.

Die Arbeit, welche zur Bewegung des Bremsgestänges erforderlich ist, ist also gleich einer Arbeit, welche verausgabt wird, wenn eine Last von 544 kg auf die Höhe von 0.31 m zu heben.

Bezeichnet Q das maximale Gewicht in Kilogramm, welches der Bremser bei äusserster Kraftanstrengung zu heben im Stande war und bezeichnet K die grösste Kraft des Mannes, mit welcher er die Kurbel angedrückt hat, gleichfalls in Kilogramm, R sei der Halbmesser der Kurbel in Meter, z jenes Gewicht in Kilogramm, um welches die Last Q vergrössert werden muss, um den Widerständen Rechnung zu tragen, welche aus Anlass der Bewegung des Bremsgestänges selbst, erwachsen und welche Widerstände durch das Gewicht von 544 kg gemessen werden, so dass also $z = 544 \text{ kg}$ ist.

Die Arbeit, welche der Bremser ausführen muss, um ein Gewicht von Q Kilogramm auf die Höhe 0.31 m zu bringen, beträgt sonach

$$0.31 (Q + z)$$

Meter-Kilogramm.

Um die Last $(Q + z)$ Kilogramm auf die Höhe von 0.31 m zu heben, musste die Bremskurbel 23.5 mal umgedreht werden. Da R der Kurbelhalbmesser ist, so betrug der Weg des Angriffspunktes der Kraft, welcher einer Schraubenumdrehung entspricht, $2 R \pi$ Meter, der Gesamtweg der Kraft, sonach

$$23.5 \times 2 R \pi$$

Meter, und die Gesamtarbeit der Kraft

$$23.5 \times 2 R \pi \times K$$

Meterkilogramm.

*) Gassebner, Schnellbremse, Wien, pag. 6.

Wir haben sonach die Gleichung:

$$0.31 (Q + z) = 23.5 \times 2 R \pi \times K$$

welche nach Einsetzung des Werthes $z = 544$, die nachstehende Relation liefert

$$K = \frac{1}{R} [1.1 + 0.002 \cdot Q]$$

Bezüglich der Last Q ist zu bemerken, dass die erwähnten Versuche der Lemberg-Czernowitz-Jassy-Bahn dargethan haben, dass der Bremser unter grösster Anstrengung noch im Stande war, eine Last von

1300 kg zu heben, bei einem Radius 175 mm

1250 " " " " " " 220 "

1500 " " " " " " 235 "

der Bremskurbel. Grössere Lasten war er durch Drehung der betreffenden Kurbeln nicht im Stande in die Höhe zu schaffen.

Setzt man diese Werthe von

$$Q = 1250, 1300 \text{ und } 1500$$

in die letzt gedachte Formel, so erhält man

$$K = 16, 25 \text{ und } 17 \text{ Kilogramm}$$

woraus folgt; dass die Kraft von 25 kg so ziemlich, als das Maximum dessen anzusehen ist, was ein Bremser unter normalen Verhältnissen beim Antriebe der Kurbel leisten kann.

Wenn man nun eine Antriebskraft von 30 kg annimmt*), so ist dies eine Ziffer, die ob ihrer Höhe eine Berechtigung kaum verdient, und wenn behauptet wird, dass selbst diese hohe Ziffer zu klein sei**), — so ist man offenbar in einem Irrthume befangen.

IV. Zugkraft an der Wurzel der Spindelbremse.

Kennt man die Kraft, mit welcher die Bremskurbel seitens des Bremfers angetrieben wird, so kann die Last berechnet werden, welche an der Wurzel einer Spindelbremse hängend, durch das Drehen der Kurbel, aufgezogen werden kann.

Diese Last ist aber das Maass jenes Zuges, welcher an der Bremswelle angreift, und welcher Zug durch geeignete Hebel-Uebersetzung derart auf die Brems-Backen übertragen werden muss, dass er sich daselbst als Druck (Bremsdruck) äussert.

Wenn man also den Bremsdruck berechnen will, so muss sowohl die Grösse dieses Zuges (die Zugkraft) als auch das Hebel-Uebersetzungs-Verhältniss des Brems-Systemes bekannt sein.

Die Grösse der Zugkraft Q , lässt sich aus der bekannten Formel von Heusinger***) berechnen, welche lautet:

$$Q = \frac{R}{r} \cdot \frac{2r\pi - h \cdot f}{h + 2r\pi f} \cdot K$$

und in welcher bezeichnet:

K Die Kraft des Antriebes der Bremskurbel, in Kilogramm.

*) Hardy, Oesterr. Eisenbahnzeitung 1883, pag. 82.

**) Gassebner, Oesterr. Eisenbahnzeitung 1883, pag. 94.

***) Heusinger von Waldegg, Specielle Eisenbahntechnik, Wagenbau, pag. 225.

Q Die grösste Last in Kilogramm, welche durch den Antrieb der Bremskurbel in die Höhe gezogen werden kann.

R Halbmesser der Bremskurbel in Millimeter.

r Halbmesser der Schraubenspindel in Millimeter.

h Ganghöhe der Schraube in Millimeter.

f Reibungs-Coëfficient.

$$\pi = 3.14.$$

Da aber in dieser Formel der Reibungs-Coëfficient f vorkommt, welcher unbekannt ist, so muss vorher dieser bestimmt werden, bevor man an die Berechnung der Zugkraft Q schreiten kann.

Die Grösse des Coëfficienten f lässt sich nach der obigen Formel ermitteln, sobald in dieselbe zusammengehörige Werthe von K und Q substituirt werden.

Derlei zusammengehörige Werthe wurden nun wirklich beobachtet. So berichtet John Hardy*), dass durch angestellte Versuche constatirt wurde, dass ein mittelmässig kräftiger Mann, mit einer Bremsspindel von 8 mm Steigung eine Last von 1600 kg aufziehen könne. Aehnliche Versuche wurden in der Werkstätte Lemberg der Carl Ludwigbahn über Anregung des Ober-Inspectors Elsner, durch Ingenieur Przychocki im Jahre 1883 durchgeführt und ergaben, dass ein Mann eine Last von 1000 kg heben könne, wenn die Ganghöhe der Schraube 13 mm, dagegen eine Last von 1300 kg, wenn die Ganghöhe 10 mm betrage.

Die Zugkräfte, wie sie soeben angeführt wurden, müssen wohl als Maximum dessen angesehen werden, was bei Handbremsen geleistet werden kann. Beträgt ja doch die Zugkraft der Vacuumbremsen, also Vorrichtungen, bei welchen die Kraft des Menschen durch eine Elementarkraft ersetzt würde, selten mehr als 1400 kg; wie dies beispielsweise aus den Versuchen zu entnehmen ist, welche Director Verderber im Jahre 1884 auf der ungarischen Staatsbahn mit so grossem Geschicke durchgeführt hat, und über welche an die Sub-Commission berichtet wurde, welche seitens des Vereines deutscher Eisenbahn-Verwaltungen zur Prüfung des §. 185 der technischen Vereinbarungen eingesetzt worden war.

Die nachstehende Tabelle enthält die Daten der Versuche der galizischen Carl Ludwigs-Bahn und der Südbahn:

Bahn, welche die Versuche angestellt hat	Last, welche ein Bremser zu heben im Stande war, wenn die Kurbel gedreht wurde	Kurbel-Halbmesser	Halbmesser der Schraube	Ganghöhe der Schraube
	Kilogramm	Millimeter		
	Q	R	r	h
Carl Ludwigs-Bahn	1000	160	20	13
" " " "	1300	200	20	10
Südbahn " " " "	1600	200	25	8

Setzt man in die mehrfach genannte Formel, die aus dieser Tabelle zu entnehmenden, zusammengehörigen Werthe von Q , R , r , h , und berücksichtigt ausserdem, dass in allen Fällen $K = 25$ ist, so erhält man für den Reibungs-Coëfficienten der Reihe nach, die folgenden Werthe:

*) Glaser, Annalen für Gewerbe und Bauwesen 1883, Band XIII, Heft 4, ganze Reihe Nr. 148.

verwenden, so mussten die Wagen in zwei Kategorien getrennt werden, und zwar in solche, welche fixe und in solche, welche schwingende Wellen besitzen.

Aus der nachstehenden Tabelle sind die Brems-Dimensionen der fixen Wellen und das diesen Dimensionen entsprechende Uebersetzungs-Verhältniss zu entnehmen.

Name der Bahn	Länge des Hebelarmes				Ueber- setzungs- Verhältniss
	An der Wurzel d. Bremspindel		in der Mitte des Wagens		
	Millimeter				
	a	b	c	d	
Südbahn	220	190	250	100	2.9
Dniesterbahn	310	310	316	105	3.0
Magdeburg-Halberstadt	400	200	330	220	3.0
Carl Ludwigs-Bahn	263	263	316	105	3.0
Sächsische Staatsbahn	286	196	262	122	3.1
Lemberg-Czernowitz-Jassy	263	263	342	105	3.3
Südbahn	220	190	300	105	3.3
Rudolfs-Bahn	220	180	300	100	3.7
Carl Ludwigs-Bahn	250	180	340	90	5.2
Sächsische Staatsbahn	105	35	345	172	6.0

Das in dieser Tabelle angegebene Uebersetzungs-Verhältniss wurde nach Formel

$$n = \frac{a}{b} \cdot \frac{c}{d}$$

ermittelt, welche Formel übrigens selbstverständlich ist, wenn man die Fig. 1 betrachtet.

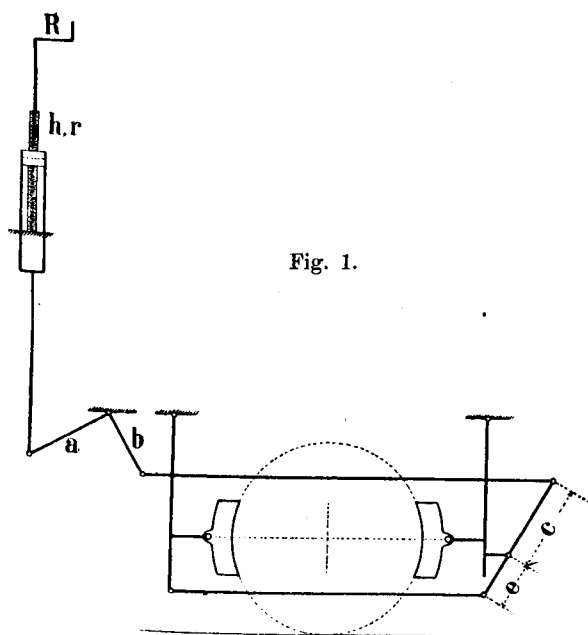


Fig. 1.

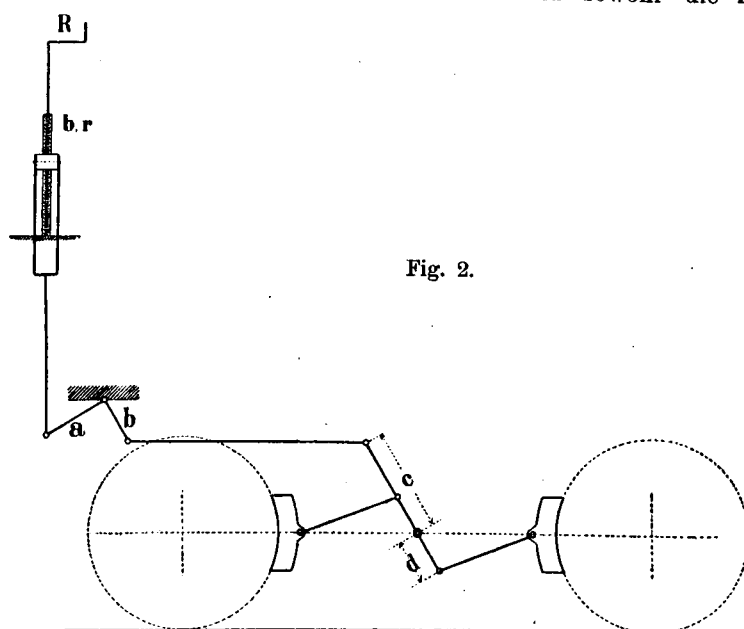


Fig. 2.

In der nachstehenden Tabelle sind die Dimensionen angegeben, welche sich auf schwingende Wellen, wie solche durch Fig. 2 dargestellt sind, beziehen, und ist darin das, derlei Wellen entsprechende Hebelübersetzungs-Verhältniss, gleichfalls angegeben.

Die Ausmittlung des Uebersetzungs-Verhältnisses bei schwingenden Wellen ist etwas complicirter, könnte jedoch auf Grund der Mayer'schen Formeln ausgeführt werden. *) Gibt man sich jedoch mit Näherungswerthen zufrieden, was

*) Heusinger von Waldegg, Specielle Eisenbahntechnik. Wagenbau 1870, pag. 227.

Name der Bahn	a	b	c	d	n
	Millimeter				
Elberfelder Bahn	350	260	256	247	5.2
Franz Josefs-Bahn	250	200	210	190	5.2
Magdeburg-Halberstadt	422	331	371	204	7.5
Oberschlesische Eisenbahn	455	265	300	200	8.8
Böhmische Westbahn	260	260	316	105	9.1
Erzherzog Albrecht-Bahn	350	200	300	200	9.1
Elsass-Lothringen	406	196	328	228	10.4
Ungarische Staatsbahn	320	210	315	105	13.0

ja hier offenbar ganz gut angeht, so kann das Uebersetzungs-Verhältniss auf Grund der nachstehenden Formel

$$n = 1.3 \left[\frac{a}{b} \cdot \frac{2c + d}{d} \right]$$

erfolgen, nach welcher auch das Uebersetzungs-Verhältniss der obigen Tabelle berechnet wurde.

Da wir für alle Wagen der angeführten Bahnen sowohl die Zugkraft Q kennen, welche an der Wurzel der Spindelbremse durch Antrieb der Kurbel erzeugt werden kann, und ausserdem das Hebelübersetzungs-Verhältniss dieser Zugkraft für jeden einzelnen Wagen bekannt ist, so ergibt die Multiplication dieser beiden Zahlen, den Bremsdruck, welcher bei einem jeden Wagen für Zwecke der Hemmung des Laufes desselben, der Bahn-Verwaltung zur Disposition steht.

Es ist nämlich $D = n \cdot Q$ Kilogramm.

In der umstehenden Tabelle sind sowohl die Zug-

kraft Q als auch die Bremsdrücke D für Wagen der betreffenden Bahnen angegeben.

Aus umstehender Tabelle ist ersichtlich, dass das mittlere Hebelübersetzungs-Verhältniss der Handbremsen unserer Eisenbahnwagen 4.7 beträgt, sowie, dass dasselbe die Ausübung eines mittleren Bremsdruckes von ca. 7.3 t gestattet.

Um zu entscheiden, ob dieser Bremsdruck zureicht, die Räder des Wagens unmittelbar vor dem Stillstande derselben, an die Grenze des Rollens zu bringen, muss das mittlere Gewicht der zu bremsenden Wagen bekannt sein, weil ja der zum wirksamen Bremsen erforderliche

Druck, eine Function dieses Gewichtes ist, und muss ausserdem noch bekannt sein, aus was für einem Materiale die

Name der Bahn	Zugkraft in Kilogramm	n	Bremsdruck in Kilogramm
			D
	Q		D
Sächsische Staatsbahn	1048	3·1	3.248
Lemberg-Czernowitz-Jassy . . .	1018	3·3	3.3·9
Dniesterbahn	1135	3·0	3.405
Südbahn	1322	2·9	3.834
Nordbahn	1568	2·4	3.763
Carl Ludwigs-Bahn	1380	3·0	4.140
Südbahn	1736	3·3	5.729
Nordbahn	1494	4·0	5.776
Magdeburg-Halberstadt	2098	3·0	6.294
Rudolfs-Bahn	1799	3·7	6.656
Carl Ludwigs-Bahn	1389	5·2	7.223
Sächsische Staatsbahn	1283	6·0	7.698
Elberfelder Bahn	1485	5·2	7.722
Franz Josefs-Bahn	1616	5·2	8.403
Oberschlesische Eisenbahn . . .	1191	8·8	10.480
Elsass-Lothringen	1071	10·4	11.138
Böhmische Westbahn	1269	9·1	11.548
Erzherzog Albrecht-Bahn	1351	9·1	12.294
Magdeburg-Halberstadt	1862	7·5	13.965
Ungarische Staatsbahn	1139	13·0	14.807

Bremsklötze bestehen, weil auch dieses auf die Grösse des Bremsdruckes von Einfluss ist.

Die vorstehende Erwägung erheischt eine Gruppierung der Wagen nach der Gattung der Bremsklötze.

In der Tab. I wurden die Bahnen angeführt, deren Wagen mit eisernen Bremsklötzen versehen sind, während Tab. II Daten enthält, die sich auf hölzerne Bremsklötze beziehen.

Tabelle I.

Name der Bahn	Gewicht des leeren Wagens in Tonnen	Bremsdruck		Der disponible Druck beträgt Procent des Erforderlichen
		disponibler	erforderlicher	
		Kilogramm		
Dniesterbahn	6500	3.405	7.800	44
Sächsische Staatsbahn . .	6040	3.248	7.228	45
Lemberg-Czernowitz-Jassy	6000	3.359	7.200	46
Südbahn.	5000	3.834	6.000	64
Magdeburg-Halberstadt . .	8000	6.294	9.600	66
Carl Ludwigs-Bahn	8000	7.223	9.600	75
Südbahn.	6046	5.729	7.255	79
Elberfelder Bahn	8450	7.722	9.266	83
Elsass-Lothringen	8050	11.138	13.366	83
Oberschlesische Eisenbahn	6950	10.480	12.576	83
Rudolfs-Bahn	6000	6.656	7.200	92

Die Betrachtung beider Tabellen ergibt, dass der auf Eisenbahnen angewendete Bremsdruck, wohl zum wirklichen Bremsen leerer Wagen mit hölzernen Backen genügt, keinesfalls aber zum Bremsen leerer Wagen mit gusseisernen Klötzen zureicht.

„Es scheint fast“ — sagt Kunze *) — „als ob seit den Tagen, an welchen der hölzerne Bremsklotz dem eisernen

*) Kunze, Glaser's Annalen 1883, Heft 12.

Tabelle II.

Name der Bahn	Gewicht des Wagens	Bremsdruck		$\left(\frac{D}{A}\right)$
		erforderlicher	vorhandener	
	Kilogramm			%
	Q	A	D	
Carl Ludwigs-Bahn	6.400	6.400	4.140	65
Sächsische Staatsbahn	11.400	11.400	7.698	68
Franz Josefs-Bahn	6.000	6.000	8.403	140
Magdeburg-Halberstadt	9.000	9.000	13.965	155
Böhmische Westbahn	6.500	6.500	11.548	177
Erzherzog Albrechts-Bahn	6.000	6.000	12.294	205

definitiv unterlegen ist, sich die Ausbildung der Eisenbahnwagen-Bremsen nur auf eine Adaptirung der bereits früher bestandenen Constructionsarten beschränkt hat. Werden doch noch neue Bremswagen in Bestellung gegeben, bei denen die Construction der älteren Bremsen bis in die Details beibehalten ist, obwohl die Aenderung des Bremsklotz-Materiales die Wirkung solcher Bremsen um mehr als die Hälfte verringert hat.“

Dass dieser Ausspruch Kunze's die Sachlage treffend charakterisirt, beweist die Tab. III, aus welcher zu entnehmen ist, dass Bremsen mit hölzernen Klötzen, welche

Tabelle III.

Name der Bahn	Gewicht			Bremsdruck		Verhältniss des wirk- lichen z. er- forderlichen Brems- drucke
	des leeren Wagens	der Ladung	des voll- belasteten Wagens	erforder- licher	wirk- licher	
	Tonnen					%
Carl Ludwigs-Bahn	6·4	10·0	16·4	16	4·14	25
Sächsische Staatsbahn	11·4	12·5	23·9	24	7·70	32
Franz Josefs-Bahn	6·0	10·0	16·0	16	8·40	52
Böhmische Westbahn	6·5	10·0	16·5	16	11·55	72
Erzherzog Albrechts-Bahn	6·0	10·0	16·0	16	12·29	76
Magdeburg-Halberstadt	6·9	10·0	16·9	17	13·97	82

leere Wagen wirksam zu bremsen gestatten, zum Bremsen vollbelasteter Wagen nicht mehr zureichen, was doch früher, als noch leichtere Wagen mit weit geringerer Tragfähigkeit gebaut wurden wohl der Fall gewesen sein müsste, da ja die Normen der technischen Vereinbarungen (§. 145) vorschreiben, dass die Bremse so zu construiren sei, dass damit auch vollbelastete Wagen annähernd festgebremst werden können.

Das Gesamt-Ergebniss der bisherigen Ausführungen ist also das, dass die Handbremsen unserer heutigen Eisenbahnwagen nicht jenen Druck erzeugen, welcher gestattet, auch bei beladenen Wagen annähernd eine Feststellung der Achsen zu erzielen. (§. 145 der technischen Vereinbarungen.) Dieser Schluss wird auch dann nicht alterirt, wenn selbst der unwahrscheinliche Fall als bestehend vorausgesetzt wird, der Fall nämlich, dass der zum wirksamen Bremsen von Wagen mit eisernen Bremsklötzen erforderliche Druck, nicht grösser als das Gewicht der zu bremsenden Wagen zu sein brauche.

Der die Spindelbremse eines Eisenbahnwagens bedienende Mann, ist daher ausser Stande,

einen Bremsdruck zu erzeugen, der zum Festbremsen eines vollbelasteten Wagens unerlässlich ist.

Aus der obigen Darlegung ersieht man, dass ein vollbelasteter Wagen nur insoweit gebremst wird, als es dem, durch den Bremser ausgeübten Drucke entspricht, dass also nicht das ganze Gewicht des Wagens für Zwecke des Bremsens zur Verwerthung gelangt.

Ist beispielsweise die Bremse eines mit eisernen Bremsklötzen versehenen 5 t schweren Wagens so eingerichtet, dass der Bremser einen Druck von 6 t auf sämtliche Bremsklötze desselben, ausüben kann, so wird er diesen Wagen gerade noch festbremsen können, weil hiezu ein Druck von $\frac{6}{5} \times 5 = 6 t$ erforderlich ist. Wird aber dieser Wagen mit 10 t Waare beladen, so dass dessen Gewicht nunmehr 15 t beträgt, so wird zum Festbremsen eines so belasteten Wagens, ein Druck von $\frac{6}{5} \times 15 = 18 t$ erforderlich sein. Da aber der Bremser keinen grösseren Druck als 6 t hervorzubringen vermag, so gelangt nur $\frac{6}{18} = \frac{1}{3}$ des Wangengewichtes zur Bremswirkung, also gerade so viel, als man gebremst hatte, als der Wagen noch leer war.

Selbst wenn man annehmen wollte, dass die Construction der Handbremsen dem Bremser einen Druck von 12 t auszuüben gestattet, was wohl nur in den allerseltensten Fällen zutreffen dürfte, so wird dieser Druck dennoch nicht zureichen, um vollbelastete Wagen wirksam zu bremsen, weil ja hiezu ein $\frac{3}{2}$ mal so grosser Druck erforderlich ist.

Man irrt daher, wenn man sich dem Glauben hingibt, dass der Bremsdruck unserer Eisenbahnwagen genügend sei, um den Bestimmungen des §. 145 der technischen Vereinbarungen gerecht zu werden, d. h. dass der Bremsdruck jene Grösse habe, welche zum vortheilhaften Bremsen vollbelasteter Wagen erforderlich ist.

Dass dieser Irrthum allgemein verbreitet ist, beweist die Thatsache, dass der Construction der Handbremsen der Eisenbahnwagen, gemeiniglich ein Bremsdruck von 6 t zu Grunde gelegt wird. So wird beispielsweise in dem Referate, welches die königliche Eisenbahn-Direction in Bromberg, der Sub-Commission für die Revision des §. 185 der technischen Vereinbarungen, im Mai 1883 unterbreitet hatte, angenommen, dass der Bremsdruck 3 t pro Wagenachse betrage, und ist es bekannt, dass Constructeure, welche Bremsen bauen, ihren Constructionen keinen grösseren Druck als 6 t zu Grunde legen. *)

Dass man einen Bremsdruck von 6 t für genügend hält, um Wagen wirksam zu bremsen, dürfte auch aus dem Umstande hervorgehen, dass dieser Bremsdruck, selbst der Vacuumbremse zu Grunde gelegt wird, obwohl hier keine zwingende Nothwendigkeit vorliegt, denselben so klein zu bemessen. So betrug beispielsweise der Maximaldruck, welchen man durch Vacuumbremsen, gelegentlich der Bremsversuche erzeugt hatte, die im Jahre 1881 auf der ungarischen Staatsbahn durch Director Verderber durchgeführt wurden, nicht mehr als 5752 kg pro 12 t schweren Wagen.

Einem noch grösseren Irrthume gibt man sich hin, wenn man glaubt, dass die Handbremsen die Fähigkeit besitzen, jeden Wagen seiner Belastung entsprechend bremsen zu können. *)

Der Bremser wird, da er die Bremskurbel mit derselben Kraft antreibt, ob der Wagen beladen oder leer ist und das Brems-Uebersetzungsverhältniss durch die Beladung des Wagens sich nicht ändert, beim beladenen Wagen genau denselben Druck auf die Bremsklötze ausüben, als beim leeren.

Ist dieser Druck so gross, dass er das Festbremsen auch des schwersten Wagens gestattet, so wird ein weniger schwerer Wagen, allerdings seiner Belastung entsprechend, gebremst werden können, dies ist jedoch nicht mehr der Fall, sobald der disponible Bremsdruck die zum Festbremsen vollbelasteter Wagen erforderliche Grösse nicht besitzt.

Gestattet beispielsweise die Bremse die Erzeugung eines Druckes von 7 t, so wird der Bremser diesen Druck stets ausüben, gleichviel ob der betreffende Wagen leer oder vollbeladen ist. Ist der Wagen leer, so wird er festgebremst werden können, ist er jedoch vollbelastet, wiegt er beispielsweise 14 t, so wird nur die Hälfte seines Gewichtes zur Bremswirkung gelangen. Der 14 t schwere Wagen wird also keine grössere Bremswirkung ausüben, als der 7 t schwere Wagen. Die beladene Bremse ist also nicht wirkungsfähiger als die leere.

Endlich ist darauf hinzuweisen, dass es eine Täuschung ist, anzunehmen, dass durch Einführung der sogenannten Gruppen- oder gekuppelten Zweiwagen-Bremsen ein Effect-Gewinn erzielbar sei.

Der Mann, welcher nur so viel Kraft besitzt, um einen Wagen festzubremsen, wird nämlich unmöglich gleichzeitig zwei Wagen festbremsen können. Auch vertheilt sich dessen Kraft nicht nach den Gewichten der zu bremsenden Wagen, wie dies irrig angenommen wird. Die Vertheilung seiner Kraft erfolgt vielmehr nach dem Hebel-Uebersetzungsverhältnisse. Ist dieses bei beiden Wagen gleich, so wird auf beide Wagen, wenngleich sie auch ein verschiedenes Gewicht haben, dennoch ein gleicher Bremsdruck ausgeübt. Entspricht der ausgeübte Druck dem Festbremsen des leichteren Wagens, so wird der schwerere nicht festgebremst werden, entspricht er dem schwereren Wagen, so werden beide festgebremst.

Wenn die Vorschriften bestimmen, dass bei einem gewissen Zuge, in einem bestimmten Gefälle $\frac{1}{4}$ der Bruttolast auf gebremsten Rädern lagern müsse, sobald man Herr des Zuges sein will, so darf man nicht etwa glauben, dass durch Einstellung von zwei Wagen à 15 t in einem 120 t schweren Zug der obigen Vorschrift entsprochen wurde. Durch Einstellung zweier solcher Bremswagen in den gedachten Zug hat man zwar bewirkt, dass $\frac{1}{4}$ des Brutto, d. h. dass eine Last von $\frac{120}{4} = 30 t$ auf zwei Wagen vertheilt, nicht aber, dass diese Last auf gebremste Räder gelagert würde.

Die Bremse eines 15 t schweren Wagens bringt nämlich keinen grösseren Druck auf die Bremsklötze hervor,

*) Gassebner, Die Schnellbremse. Wien, pag. 1 und 5.

*) Hardy, Zweiwagenbremse. Berlin 1883, pag. 6.

Rudolf, Gewicht- und Gruppenbremse. Wien 1882, pag. 12.

als wenn dieser Wagen leer wäre, also nur 5 t wiegen würde. Durch Einstellung der beiden Wagen à 15 t, hat man also nur bewirkt, dass eine Last von $2 \times 5 = 10 \text{ t}$ gebremst wurde. Man hat also nicht $\frac{1}{4}$, sondern nur $\frac{10}{120} = \frac{1}{12}$ der Bruttolast gebremst.

Wenn nun angenommen wird, dass $\frac{1}{4}$ der Last auf gebremsten Rädern ruhen müsse, um den Zug im Gefälle zu bemeistern, so wird man durch Antreiben der Bremsen jener beiden beladenen Wagen, seinen Zweck nicht erreichen. Dies würde erst dann geschehen, wenn man $\frac{\frac{1}{4} \times 120}{5} = 6$ Bremswagen in den Zug einstellen würde, gleichviel, ob dieselben leer oder beladen sind.

Der Umstand, dass der, die Bremskurbel antreibende Bremser, stets denselben Druck auf die Bremsklötze seines Wagens ausübt, ob der Wagen beladen oder leer ist, und zwar einen Druck, welcher im Allgemeinen nur ein wirkames Bremsen eines leeren Wagens gestattet, macht es erklärlich, weshalb die Auslaufdistanz eines vollbelasteten Bremswagens, stets länger ausfällt, als jene des leeren, dass also gerade das Gegentheil von dem eintritt, was man sonst anzunehmen pflegt.

Bezeichnet nämlich m die Masse des Wagens in Kilogramm per Tonne seines Gewichtes, so dass also

$$m = \frac{1000}{g} = \frac{1000}{9.81} = 102$$

beträgt, und m^1 bezeichnet die Masse der rotirenden Theile des Wagens in Kilogramm, so beträgt diese letztere für einen zweiachsigen Wagen, nach Professor Frank in Hannover, wie bereits gesagt, $m^1 = 80 \text{ kg}$, gleichviel, ob der betreffende Wagen schwer oder leicht ist. Die mechanische Energie, welche der Wagen in sich aufspeichert, wenn er die Geschwindigkeit c Meter pro Secunde hat, beträgt sonach

$$(m + m^1) \cdot \frac{c^2}{2} = (102 \cdot W + 80) \frac{c^2}{2} = (51W + 40) c^2 \text{ Meter-}$$

Kilogramm, sobald W das Gewicht des Wagens in Tonnen ausdrückt.

Soll der Wagen durch den Antrieb der Bremsen auf eine Distanz von s Meter zum Stillstande kommen, so muss diese Energie durch die Arbeit jenes Widerstandes aufgezehrt werden, welcher durch die Thätigkeit der Bremsen hervorgerufen wird, und welcher Widerstand während des ganzen Weges s constant andauert.

Beträgt dieser mittlere Widerstand R Kilogramm für den ganzen W Tonnen schweren Wagen, so ist dessen Arbeit $R \cdot s$ Meter-Kilogramm, und es muss die Gleichung

$$(51W + 40) \cdot c^2 = R \cdot s$$

bestehen, aus welcher die Anhaltedistanz s sofort berechnet werden kann, sobald R bekannt ist.

Der Gesamtwiderstand, welcher durch die Kraft der Bremsen hervorgerufen wird, lässt sich bestimmen, sobald man erwägt, dass die üblichen Handbremsen der Eisenbahnwagen nur einen leeren Wagen, also einen Wagen von ca. 6 t Gewicht festbremsen können, d. h., dass sie nur dann die Räder des Wagens zum Gleiten bringen, wenn der Wagen nicht schwerer ist als 6 t. Beträgt der mittlere

Widerstand der gleitenden Reibung, welche mit der Geschwindigkeit c Meter pro Secunde beginnt und mit der Geschwindigkeit Null endigt, h Kilogramm pro Tonne Gewicht, so verursacht das Anziehen der Bremsen eines Wagens von W Tonnen Gewicht, doch keinen grösseren Widerstand, als nur $6 \cdot h$ Kilogramm; der Rest des Gewichtes, nämlich $(W - 6)$ Tonnen, trägt zur Vermehrung des Widerstandes Nichts bei. Er verursacht nur einen Widerstand, welcher der rollenden Reibung entspricht, und welcher Widerstand, bei einem ungebremten Wagen, stets eintritt.

Beträgt der mittlere Widerstand der rollenden Reibung w Kilogramm pro Tonne Gewicht des Wagens, so verursacht das rollende Gewicht von $(W - 6)$ Tonnen, einen Widerstand von $(W - 6)w$ Kilogramm, so dass also der Gesamtwiderstand, dessen Arbeit die mechanische Bewegungs-Energie des Wagens aufzehrt, im Ganzen

$$[6h + (W - 6)w] = R$$

Kilogramm beträgt; wird dieser Werth von R in die obige Gleichung substituirt, so erhält man die Relation

$$(51W + 40) c^2 = [6h + (W - 6) \cdot w] s$$

aus welcher die Anhaltedistanz s sich ergibt:

$$s = \frac{51W + 40}{6(h - w) + wW} \cdot c^2$$

Meter.

Es ist selbstverständlich, dass, sobald die Bremse einen schwereren Wagen als 6 t, wirksam zu bremsen gestattet, die obige Formel gleichfalls ihre Giltigkeit behält, nur muss in diesem Falle, statt der Ziffer 6, die entsprechend grössere Ziffer, in dieselbe substituirt werden.

In der obangeführten Näherungs-Formel bezeichnet:

W das Gewicht des gebremsten Wagens in Tonnen.

s die Auslaufdistanz in Meter.

c die Geschwindigkeit in Meter pro Secunde, welche der Wagen im Momente des Anlegens der Bremsen besitzt.

w der mittlere Widerstand der rollenden Bewegung in Kilogramm pro Tonne Wagengewicht.

h der mittlere Widerstand der gleitenden Bewegung in Kilogramm pro Tonne Wagengewicht.

Die beiden letzteren Widerstände sind jedoch keineswegs constante Grössen, beide hängen vielmehr von der Geschwindigkeit der Bewegung ab.

Der Widerstand der rollenden Bewegung wächst mit der Geschwindigkeit, und zwar mit dem Quadrate derselben, während der Widerstand der gleitenden Bewegung mit Zunahme der Geschwindigkeit kleiner wird, und zwar nach einem Gesetze, welches durch die Gleichung einer Logistik dargestellt werden kann.

Aus den Versuchen, welche Professor Frank *) in Hannover durchgeführt hat, ist unschwer abzuleiten, dass

$$w = \left(3.1 + \frac{c^2}{210} \right)$$

Kilogramm pro Tonne Wagengewicht b trägt, sobald c die Geschwindigkeit in Meter pro Secunde bedeutet, welche der Wagen in dem Augenblicke besitzt, als er sich selbst über-

*) „Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens“, 1883.

lassen, auf einer geraden horizontalen Bahn so lange rollt, bis er durch den Widerstand zum Stillstande kommt. Für eine Geschwindigkeit von $c = 10 m$ würde beispielsweise der mittlere Widerstand der rollenden Bewegung

$$w = 3.1 + \frac{10^2}{210} = 3.6$$

Kilogramm pro Tonne Wagengewicht, für einen 10 t schweren Wagen, also 36 kg betragen.

Der Widerstand der gleitenden Bewegung beträgt bei nassen Schienen, wie bereits erwähnt,

$$h_1 = 240 \cdot e^{-\left(\frac{c}{35}\right)}$$

Kilogramm pro Tonne Wagengewicht. Besitzt der Wagen im Augenblicke des Anlegens der Bremse die Geschwindigkeit x , im Momente des Stillstandes hingegen, die Geschwindigkeit Null, so beträgt der mittlere Widerstand h bekanntlich:

$$h = \frac{240}{x} \int_0^x e^{-\left(\frac{x}{35}\right)} dx$$

mithin:

$$h = \frac{240 \times 35}{x} \left[1 - e^{-\left(\frac{x}{35}\right)} \right]$$

Kilogramm pro Tonne Zuggewicht. Aus dieser Formel erhält man für:

$x = 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 m$ pro Secunde

$h = 218 \quad 210 \quad 196 \quad 185 kg$

Man hat sonach die nachstehende Zusammensetzung

$c = 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20$

$w = 3.42 \quad 3.60 \quad 4.18 \quad 5.10$

$h = 218 \quad 210 \quad 196 \quad 185$

Für eine Geschwindigkeit von 15 m pro Secunde ist sonach in die obige Formel zu setzen

$$c = 15, w = 4.18, h = 196$$

und man erhält für die Auslaufdistanz

$$s = \frac{225(51W + 40)}{1151 + 4.18W} \text{ Meter.}$$

Für einen leeren Wagen ist $W = 6$, und beträgt die Auslaufdistanz

$$s = 66.2 m$$

während die Auslaufdistanz für einen 18 t schweren Wagen

$$s = 175.8 m$$

beträgt, also bedeutend grösser ist, wie dies auch die Erfahrung vollständig bestätigt.

Fasst man das Ergebniss der bisherigen Erörterung zusammen, so gelangt man zur Einsicht, dass der Irrthum, den man bei Beurtheilung der Grösse der Wirkung von Handbremsen bei Eisenbahnwagen begeht, darin besteht, dass man wähnt, Bremsen zu verwenden, welche jeden Wagen nach Maassgabe seines Gewichtes zu bremsen gestatten, während man in den Handbremsen der

Eisenbahnwagen, Vorrichtungen hat, welche diese Eigenschaft nicht besitzen.

Hieraus folgt aber, dass die Anzahl der Bremsen, welche den Zügen beizugeben ist, nach dem Gewichte dieser Züge nicht bemessen werden kann.

Würde der disponible Bremsdruck zum Festbremsen vollbelasteter Wagen zureichen, so könnte die Anzahl der den Zügen beizugebenden Bremsen, allerdings gemäss §. 12 der Grundzüge der Vorschriften für den Verkehrsdienst auf Eisenbahnen, nach der Bruttolast der Züge berechnet werden, weil in einem solchen Falle stets das volle Gewicht des gebremsten Wagens zur Bremswirkung gelangen würde. Eine beladene Bremse würde also unter solchen Verhältnissen wirkungsfähiger sein, als eine leere. Da jedoch der disponible Bremsdruck zum Festbremsen vollbelasteter Wagen nicht zureicht, so wird vom Gewichte des gebremsten Wagens nur so viel zur Bremswirkung gelangen, als es der Kraft des Bremsers und dem Hebelübersetzungsverhältnisse der Bremse entspricht.

Mit Rücksicht darauf, dass der durch Spindelbremsen erzeugte Druck im Allgemeinen nur das Festbremsen leerer Wagen gestattet, ergibt sich die Folgerung, dass die Wirkung einer beladenen Bremse von jener einer leeren sich durch nichts unterscheidet.

Ist dieses aber der Fall, so darf die Anzahl der den Zügen beizugebenden Bremsen nicht mehr nach der Bruttolast der Züge bemessen werden. Die Ermittlung hat vielmehr ausschliesslich nach der Anzahl der Wagen im Zuge zu erfolgen.

VI. Zweckmässige Construction der Bremse.

Mit dem Nachweise des Satzes, dass die Menge der, den Zügen beizugebenden Bremsen nach der Anzahl der Wagen im Zuge und nicht nach dem Gewichte derselben zu erfolgen habe, ist eigentlich das Thema der Erörterung erschöpft.

Es drängt sich nur noch die Frage auf, was zweckmässiger sei, die Bremsen so zu belassen, wie sie sind und die Menge derselben bei den Zügen, nach der Anzahl der Wagen zu berechnen, oder aber, das Hebelübersetzungsverhältniss der Bremsen so zu vergrössern, dass auch vollbelastete Wagen festgebremst werden können, in welchem Falle dann die Ermittlung der Bremsen bei Zügen nach der Bruttolast erfolgen könnte.

Es dürfte keiner besonderen Schwierigkeit unterliegen, das Hebelübersetzungsverhältniss der Handbremsen unserer Eisenbahnwagen derart einzurichten, dass ein Bremser auch vollbelastete Wagen festbremsen könne, doch fragt es sich, ob beim Bremsen mit derlei Vorrichtungen nicht zu viel Zeit verloren gehen werde, da ja die Vergrösserung der Kraft schliesslich doch nur auf Kosten der Zeit, erreicht werden könne.

Will man wissen, was zweckmässiger sei, schwache Bremsen mit rascher Wirkung oder kräftige Bremsen, die nur langsam wirken, so muss Nachstehendes erwogen werden.

Eine kräftige Bremse erzeugt zwar eine grössere retardirende Kraft, als eine schwache, bringt also, sobald

sie einmal zum Eingriff gekommen, den Zug auf eine kürzere Distanz zum Stehen, tritt aber dafür nicht so schnell in Wirksamkeit, als die schwache Bremse.

Der Weg, welchen der Wagen nach eingetretener Vollwirkung der Bremse (Gleitweg) bis zum Stillstande durchläuft, ist bei einer kräftigen Bremse kürzer, als bei einer schwachen, dafür ist aber der Weg, welchen der Wagen vom Momente des Antriebes der Bremskurbel bis zum Momente der Vollwirkung der Bremse durchläuft (Rollweg) länger, als bei einer schwachen Bremse.

Hieraus folgt, dass jene Bremse den Vorzug verdient, bei welcher die Summe dieser beiden Wege, nämlich des Roll- und Gleitweges, die sogenannte Auslaufdistanz, kürzer ausfällt.

Es ist also ersichtlich, dass man die Auslaufdistanz, als eine Function der Hebelübersetzungsverhältnisse, wird darstellen müssen, wenn die Frage entschieden werden soll, welche Bremsen zweckmässiger sind, kräftige mit langsamer Wirkung oder schwache mit schneller Action.

Der Weg, welchen der Wagen vom Momente des Eintrittes der Vollwirkung der Bremse bis zum Stillstande durchläuft, der sogenannte Gleitweg, wurde bereits für einen Bremsdruck von $6t$ ermittelt und beträgt dasselbe, wie gezeigt

$$s_3 = \frac{51W + 40}{6(h - w) + wW} \cdot c^2$$

Meter. Es wurde gezeigt, dass bei einer 4.7 fachen Uebersetzung der mittlere Bremsdruck $7.3t$ beträgt; einem Drucke von $6t$ entspricht sonach eine Uebersetzung von

$$\frac{4.7 \times 6}{7.3} = 4$$

Einer einmaligen Hebelübersetzung entspricht sonach ein Bremsdruck von $\frac{6}{4} = \frac{3}{2}t$, einer n fachen daher ein Druck von $\frac{3}{2}n$ Tonnen.

Wird in die obige Formel statt der Ziffer 6 der Werth $\frac{3}{2}n$ substituirt, so erhält man für einen mit $15m$ Geschwindigkeit rollenden $15t$ schweren Wagen, für welchen Fall, wie gezeigt, $h = 196$, $w = 4.18$, $c = 15$, $w = 15$ ist, für die Länge des Gleitweges in runder Zahl

$$s_3 = \frac{2891}{1 + 4.6n}$$

Meter.

Was den Rollweg anbelangt, so besteht derselbe aus zwei Theilen. Der erste dieser Theile ist der Weg, welchen der Wagen während der Zeit durchläuft, welche vom Momente des Antriebes der Bremskurbel, bis zum Anlegen der Bremsklötze an das Rad verfliesst, d. h. den Weg, welcher während der Dauer des Anbremsens durchlaufen wird. Der zweite der gedachten Theile ist der Weg, welchen der Wagen während jener Zeit durchläuft, welche zwischen dem Augenblicke des Anlegens der Bremsklötze an den Radumfang und dem Momente des Eintrittes des Volldruckes desselben liegt.

Die beiden, den Rollweg zusammensetzenden Distanzen lassen sich, wie folgt, als Functionen des Hebel-Uebersetzungsverhältnisses darstellen.

Was den während des Anbremsens durchlaufenen Weg anbelangt, so kann derselbe bei Anwendung der sogenannten Schnellbremsen ausser Betracht bleiben, weil derlei Bremsen die für das Anbremsen erforderlichen Kurbelumdrehungen ersparen und die Bremsklötze momentan, also mit einem Ruck an die Tyres anstellen. *)

Hat man jedoch Schnellbremsen nicht zur Hand, so ist zu bedenken, dass bei einer n fachen Hebelübersetzung die an der Wurzel der Bremsspindel hängend gedachte Last (Zugkraft wurde sie genannt) einen Weg von n Millimeter beschreibt, sobald der Bremsklotz um $1mm$ näher an den Tyres rückt. Da nun diese Last (Zugkraft) während einer vollen Umdrehung der Bremskurbel um die Ganghöhe h Millimeter gehoben wird, so benöthigt man $\left(\frac{n}{h}\right)$

Umdrehungen der Kurbel, um den Bremsklotz um $1mm$ näher an den Tyres zu bringen. Braucht man zu einer Umdrehung der Kurbel, die Zeit von z Sekunden, so beträgt die Zeit, welche erforderlich ist, um den Bremsklotz um

$1mm$ zu bewegen, $\left(\frac{n}{h}\right) z$ Sekunden. Während einer Um-

drehung der Kurbel macht der Angriffspunkt der antreibenden Kraft den Weg von $2R\pi$ Meter, sobald R den Kurbelhalbmesser in Meter bezeichnet. In der Zeit von z Sekunden wird sonach der Weg $2R\pi$ Meter zurückgelegt, einer Secunde entspricht sonach der Weg $\left(\frac{2R\pi}{z}\right)$

Meter. Dies ist also die Geschwindigkeit der Drehung der Bremskurbel, da diese Geschwindigkeit, wie bereits erwähnt, auf $1m$ veranschlagt wurde, so ist

$$\frac{2R\pi}{z} = 1$$

mithin

$$z = 2R\pi.$$

Unter Berücksichtigung dieses Werthes erhält man sonach für die Zeit t , welche nöthig ist, um den Bremsklotz $1mm$ näher an das Rad zu bringen:

$$t = \left(\frac{n}{h}\right) 2R\pi$$

Secunden.

Sind die Bremsklötze in der normalen Lage $5mm$ weit von dem Radumfang entfernt, **) so beträgt die Dauer des Anbremsens

$$t = \frac{10R\pi}{h} \cdot n$$

Secunden.

Für eine Ganghöhe von $10mm$ und einen Kurbelradius von $200mm$ hat man

$$h = 10, R = 0.2$$

für welche Werthe man für die Dauer des Anbremsens die Formel

$$t = \frac{3}{5} \cdot n$$

erhält.

*) Gassebner, Die Schnellbremse, Wien, pag. 1.

**) Hardy, Zweiwagenbremse, Berlin 1883, pag. 6.

Stilman, Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens 1868, pag. 23—25.

Lief der Wagen im Momente des Anbremsens mit einer Geschwindigkeit von 15 *m* pro Secunde, so machte derselbe während der Dauer des Anbremsens den Weg von 15 . *t* Meter, also einen Weg von $\frac{3}{5} \times 15 . n$, oder einen solchen von

$$s_1 = 9 . n$$

Meter.

Bei einer Bremse mit 4facher Hebelübersetzung beträgt also bei einer Geschwindigkeit von 15 *m*, der Weg, welcher durchlaufen wurde, bevor die Bremsklötze zum Anliegen kamen, 36 *m*; bei einer 3 mal so grossen Uebersetzung daher 108 *m*.

Nachdem der eine Theil des Rollweges als Function des Hebelübersetzungs-Verhältnisses dargestellt wurde, erübrigt es, noch den zweiten Theil dieses Weges ebenfalls als Function des Verhältnisses *n* darzustellen. Und dies geschieht auf folgende Weise:

Die Zeit, welche vom Momente des Anlegens der Bremsklötze an den Radumfang bis zum Augenblicke verfliesst, in welchem das Bremsgestänge den Gesamtdruck auf die Bremsklötze überträgt, hängt lediglich von den Dimensionen und von der Construction dieses Gestänges ab, und ist von grossem Einflusse hiebei die Stärke der Bremswelle.

Die Federung des Gestänges ist, wie Rudolff*) bemerkt, sehr bedeutend. So beträgt beispielsweise bei manchen Bremsgestängen der Wagen der österr. Staatseisenbahn-Gesellschaft die Sehne des Bogens, welchen der Bremshebel beschreibt, während der Gesamtdruck auf die Bremsbacken auf 6 *t* anwächst, ca. $\frac{1}{7}$ der Länge dieses Hebels. Der Winkel α , welchen der Bremshebel beschreibt, bevor der Volldruck eintritt, beträgt sonach rund $\alpha = 8^\circ$. Für das normale Gestänge der Südbahn, ist nach Rudolff für Lastwagen, je nach Verschiedenheit der Bremswellenstärke

$$\alpha = 2, 4, 5 \text{ Grade.}$$

Für beide Bahnen hat man sonach vier Werthe für α , nämlich $\alpha = 2, 4, 5, 8$. Das Mittel hievon beträgt rund $\alpha = 5^\circ$, welcher Winkel der nun folgenden Berechnung zu Grunde gelegt wird.

Wenn nun ein *a* Millimeter langer Bremshebel um den Winkel α sich dreht, so beträgt die Höhendifferenz *b*, der Orte, welche der Endpunkt desselben vor und nach der Drehung einnimmt

$$b = a . \sin \alpha$$

in Millimeter, also für $\alpha = 5^\circ$

$$b = 0.087 a$$

Millimeter. Da nun für Bremsen der Südbahnwagen $a = 220 \text{ mm}$ ist, so beträgt $b = 19.14$ oder rund 20 *mm*. Um diesen Weg muss also die Wurzel der Spindelbremse in die Höhe gezogen werden, wenn man die an den Radumfang bereits anliegenden Bremsklötze so stark anpressen will, dass der Volldruck eintritt.

Bei einer einzigen Umdrehung der Bremsspindel von der Ganghöhe *h* wird die Wurzel der Spindel um *h* Milli-

*) A. Rudolff, Gewicht-Gruppen-Bremse, Zeitschrift des österr. Ing.- und Arch.-Vereines 1882, auch in Sonder-Abdruck erschienen.

meter gehoben. Zur Hebung der Spindel um 20 *mm*, bedarf es sonach $\left(\frac{20}{h}\right)$ Kurbelumdrehungen. Da aber, wie bereits gezeigt, zu einer Umdrehung die Zeit von $2 R \pi$ Secunden benöthigt wird, sobald *R* den Kurbel-Radius in Meter ausdrückt, so bedarf es zur Hebung der Spindel um 20 *mm* einer Zeit von

$$t = \left(\frac{20}{h}\right) . 2 R \pi \text{ Secunden.}$$

Für Südbahnwagen ist $h = 8$, $R = 0.2$, es ergibt sich daher für diesen Fall sehr nahe

$$t = 3 \text{ Secunden.}$$

Da derlei Wagen eine Hebelübersetzung von $n = 3.66$ *) haben, so entspricht einer einmaligen Hebelübersetzung die Zeit von $\frac{3}{3.66} = 0.82$, einer *n* fachen Uebersetzung, daher eine Zeit von

$$t = 0.82 n \text{ Secunden.}$$

Der Weg, welchen der Wagen vom Momente des Anlegens der Bremsklötze bis zum Eintritte des Volldruckes, also während der Zeit $0.82 . n$ Secunden durchläuft, lässt sich sofort bestimmen, wenn die Verzögerung bekannt ist, welche durch das Bremsen bewirkt wird. Beträgt nämlich diese Verzögerung *p* Meter pro Secunde, so wird unter Voraussetzung der Constanz derselben, der Weg $s = \frac{p . t^2}{2}$ Meter betragen, wobei *t* den obigen Werth hat.

Die Grösse der Verzögerung ist bekanntlich die auf die Masseneinheit entfallende Kraft. Da nun die verzögernde Kraft proportional ist dem Bremsdrucke, dieser aber von Null anschwillt auf den Vollwerth *D* Kilogramm, also im Mittel $\frac{0 + D}{2} = \frac{1}{2} D$ d. h. die Hälfte des Volldruckes beträgt, so wird auch der mittlere Werth der verzögernden Kraft gleich sein dem halben Werthe der Vollkraft, also gleich $\frac{1}{2} \times 192 = 96 \text{ kg}$, da ja, wie bereits gesagt, die Adhäsion für die Geschwindigkeit von 15 *m* pro Secunde (und eine solche wurde den Betrachtungen zu Grunde gelegt) 192 *kg* pro Tonne Wagengewicht beträgt.

Da aber die Masse einer Tonne mit $\frac{1000}{9.81} = 102$ einzuführen ist, so beträgt die Verzögerung

$$p = \frac{96}{102} = 0.94$$

Meter pro Secunde und der Weg

$$s_2 = \frac{0.94}{2} . 0.82^2 . n^2 = 0.3 n^2$$

Meter.

Der Gesamtweg, welchen der Wagen vom Momente des Antriebes der Bremskurbel bis zum Stillstande durchläuft, d. h. die Auslaufdistanz *s* beträgt sonach $s = s_1 + s_2 + s_3$ oder

$$s = \left[9 n + 0.3 n^2 + \frac{2891}{1 + 4.6 . n} \right] \text{ Meter.}$$

*) Hardy, „Oesterreichische Eisenbahnzeitung“ 1883, pag. 82.

Die ersten beiden Glieder dieses für die Auslauf-
distanz gefundenen Ausdruckes wachsen mit der Ueber-
setzungszahl n , während das letzte Glied desselben mit
dem Wachsen von n kleiner wird.

Würde das zweite Glied des Ausdruckes für die Aus-
laufdistanz, für wachsende Werthe von n , diese Auslauf-
distanz um so viel verkürzen, als die beiden ersten Glieder
sie verlängern, so würde die Auslaufdistanz für alle Werthe
von n dieselbe Grösse behalten, d. h. sie würde von der
Hebelübersetzungszahl unabhängig sein.

Ueberwiegen die ersten beiden Glieder, so wird mit
wachsender Uebersetzungszahl die Auslaufdistanz wachsen,
überwiegt dagegen das letzte Glied, so wird sie mit wachsen-
der Uebersetzungszahl kürzer.

Durch Nullsetzung des ersten Differential-Quotienten
der Auslaufdistanz nach der Uebersetzungszahl, d. h. durch
Ansatz

$$\left(\frac{ds}{dn}\right) = 0$$

erhält man die Gleichung

$$n^3 + 15.43 n^2 + 6.6 n - 1046.4 = 0$$

aus welcher

$$n = 6.75$$

sich ergibt, für welchen Werth $s = 165 m$ wird. Da für
diesen Werth von $n = 6.75$ der zweite Differential-Quotient
positiv ausfällt, so folgt, dass $s = 165 m$ der kleinste
Werth für die Auslaufdistanz ist, dass also sowohl kleinere,
als auch grössere Werthe für die Uebersetzungszahl, als
 $n = 6.75$, eine grössere Auslaufdistanz geben müssen.

Für das mittlere, bei Eisenbahnwagen in Anwendung
stehende Hebel-Uebersetzungsverhältniss, welches wie gesagt
 $n = 4.7$ beträgt, erhält man $s = 192 m$ und für ein fast
doppelt so grosses Verhältniss, für $n = 9$ nämlich, $s = 173$
Meter.

Da der Bremsen bei entsprechenden Dimensionen der
Schraubenspindel, wie bereits gesagt, an der Wurzel der-
selben, eine Zugkraft von $2 t$ auszuüben vermag, für einen
vollbelasteten $15 t$ schweren Wagen aber ein Bremsdruck
von $\frac{6}{5} \times 15 = 18 t$ erforderlich ist, so muss ein Hebel

Uebersetzungsverhältniss von $\frac{18}{2} = 9$ zur Anwendung

kommen, sobald man die Möglichkeit haben will, nicht nur
leere, sondern auch vollbelastete Wagen, bremsen zu können.

Für dieses Hebel-Uebersetzungsverhältniss beträgt
aber die Auslaufdistanz, wie soeben erwähnt, $173 m$, ist
also kleiner, als bei der üblichen mittleren Uebersetzung
von 4.7 , für welche sie $192 m$ beträgt.

Aus dem Ganzen geht also hervor, dass
die Handbremsen unserer Eisenbahnwagen in
der Regel nicht jenen Druck erzeugen, welcher
erforderlich ist, um die Wagen nach Maass-
gabe ihres Gewichtes zu bremsen, sowie, dass

die Wirkung der üblichen Handbremsen nicht
die erreichbar grösste ist.

Die grösste Wirkung der Handbremsen tritt bei einer
 6.75 oder rund 7 fachen Hebel-Uebersetzung ein. Bremsen
mit eisernen Klötzen, welche dieses Hebel-Uebersetzungs-
verhältniss besitzen, werden zwar in Bezug auf die Schnellig-
keit ihrer Wirkung vortheilhaft sein, doch wird ihnen der
Uebelstand anhaften, dass sie nur jene Wagen nach Maass-
gabe des Gewichtes festzubremsen gestatten, deren Ge-
wicht $2 \times 7 \times \frac{5}{6} = 11.6$, oder rund $12 t$ nicht übersteigt.

Hieraus folgt, dass man schwerere Wagen, als $12 t$
Gewicht, eigentlich nicht verwenden sollte, da dies jedoch
aus praktischen Gründen unthunlich ist, indem schwerere
Wagen bereits in Verkehr sich befinden, so muss das
Hebel-Uebersetzungsverhältniss der Bremsen dem Gewichte
dieser schwereren Wagen angepasst werden, d. h. es muss
dieses Verhältniss so gewählt werden, dass selbst die
schwersten Wagen durch die Kraft des Bremsers an die
Rollgrenze gebracht werden.

Mit Rücksicht darauf, dass $15 t$ schwere Wagen eine
 9 malige Hebel-Uebersetzung erheischen, um bei eisernen
Bremsklötzen festgebremst zu werden, und eine derartige
Hebel-Uebersetzung die Auslaufdistanz, welche den heute
üblichen Bremsen entspricht, nicht vergrössert, sollten die
Handbremsen unserer Eisenbahnwagen so eingerichtet
werden, dass die an der Wurzel der Spindelbremse unter
vortheilhaftesten Umständen ausgeübte Kraft des Bremsers
mindestens neunmal übertragen werde, bevor sie als Brems-
druck auftritt.

Eine solche Uebertragung dürfte auf constructive
Schwierigkeiten kaum stossen, da ja bei manchen Bahnen,
Bremsen bestehen, welche ein grösseres Hebel-Ueber-
setzungsverhältniss besitzen.

Bremsen mit neunfacher Uebertragung
würden, vor den heute üblichen, den Vorzug
haben, dass sie jeden Wagen nach Maassgabe
seines Gewichtes bremsen würden, ohne an
Schnelligkeit der Wirkung einzubüssen.

So lange man jedoch derlei Bremsen nicht besitzt,
darf man sich dem Glauben nicht hingeben, Vorrichtungen
zu haben, welche jeden Wagen nach Maassgabe seines Ge-
wichtes zu bremsen gestatten, und demgemäss die Anzahl
der den Zügen beizugebenden Bremsen nach der Brutto-
last des Zuges berechnen zu dürfen.

Die Bemessung der Bremsprocente hat vielmehr aus-
schliesslich nach der Anzahl der Wagen beim Zuge, und
dies nicht etwa nach einer allgemeinen, sondern nach einer
für jede Bahn besonders zu ermittelnden Formel zu er-
folgen, deren Bau der Wirkungsgrösse jener Bremsen an-
gepasst sein muss, welche diese Bahn verwendet.

Die Aufstellung der betreffenden Formel soll den
Gegenstand einer späteren Abhandlung bilden.

Wien, im December 1885.

Beitrag zur Ermittlung der Niedrigst-, Normal- und Höchstwassermengen, auf Grund charakteristischer Merkmale der Flussgebiete.

Von R. Iszkowski, k. k. Ober-Ingenieur.

Dieses Thema wurde bereits in den Nrn. 4, 5, 16, 17, 18 und 28 der Wochenschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines vom Jahre 1884 behandelt, wobei wir (Wochenschrift Nr. 4 und 5) zu drei empirischen Formeln gelangten, welche die Ermittlung der Normal- und Höchstwassermengen bezweckten. Die Feststellung der Normalwassermengen beruhte hiebei auf der durch mehrere concrete Fälle erhärteten Thatsache, dass diese Wassermengen — von ihren zeitlichen Verschiebungen abgesehen — zu der, einem normalen Jahre entsprechenden mittleren Wassermenge in gewissen Beziehungen stehen, während für die Ermittlung der Höchstwassermengen, beim Mangel einer grösseren Anzahl der einschlägigen Beobachtungs-Ergebnisse, der inductorische Vorgang gewählt wurde.

Gegenwärtig handelt es sich um die Ergänzung und Vereinfachung des früheren Formelsystems, sowie um die thunlichste Richtigstellung der betreffenden Erfahrungscoefficienten. Es erscheint fast überflüssig, hervorzuheben, dass man auf diesem Gebiete sich wohl nie mit mathematischer Sicherheit bewegen wird, weshalb auch diesmal nichts anderes angestrebt werden kann, als eine Wahrscheinlichkeits-Rechnung aufzustellen, welche dort, wo die Behelfe zur genaueren Erhebung der Wassermengen ganz oder theilweise abgehen, gewisse Anhaltspunkte bieten, oder überhaupt zur Bildung des Urtheils über den Werth der Erhebungsergebnisse beitragen könnte.

Auf die frühere Abhandlung werden wir blos insoweit zurückgreifen, als dies mit Rücksicht auf den gegenwärtigen, nicht aber den früheren — rücksichtlich der Höchstwassermengen-Bestimmung grösstentheils aufgegebenen — Standpunkt geboten erscheint.

Mögen die auf den Wasserabfluss der Bäche und Flüsse einwirkenden Momente in diese oder jene Form gebracht werden, so drängt sich beim Mangel einer anderen stichhaltigeren Controle stets die Frage auf, wie denn diese Berechnung mit den wirklichen Beobachtungs-Ergebnissen übereinstimme?

Hiernach wird aber ein jedes aus den Beobachtungsergebnissen abgeleitete Formelsystem — vorausgesetzt, dass es dem Wesen der Sache auch im Principe entspricht — desto wahrscheinlichere Resultate erwarten lassen, je grösser die Anzahl der ihm zu Grunde liegenden Beobachtungswerthe ist. Demgemäss war unser Streben vor Allem darauf gerichtet, möglichst viel Beobachtungsmaterial zu sammeln.

Die in den einzelnen Bezugsquellen in Betreff der Wassermengen und ihrer Abfluss-Bedingungen vorgefundenen Daten waren nur in seltenen Fällen vollständig, mussten daher — insbesondere rücksichtlich der Niederschlagsgebiets-Ausdehnung — ergänzt und auf das einheitliche Maass gebracht werden.

Alle diese Daten sind — nach Ausscheidung der unglaubwürdigsten — in der Tab. I zusammengestellt und in die zugehörigen, von Westen nach Osten geordneten Flussgebiete eingefügt.

Zur Ermittlung der Bodenerhebungen einzelner Flussgebiete wurden mehrere oro- und hydrographische Karten benützt; die jährlichen, nach Thunlichkeit auf die Flussgebiete vertheilten Regenmengen wurden entweder den betreffenden Bezugsquellen direct, oder — für ausländische Gebiete nach den Van Bebbber'schen und sonstigen Angaben, für Oesterreich-Ungarn nach der neuesten Sonklar'schen Regenkarte ermittelt.

Trotz der Sorgfalt, mit welcher bei der Zusammenstellung dieser Daten vorgegangen wurde, kann deren völlige Richtigkeit selbstverständlich nicht verbürgt werden. Man darf jedoch immerhin annehmen, dass nicht alle Erhebungsergebnisse entweder zu grosse, oder zu geringe Werthe darstellen und dass die Wahrheit mehr-weniger in der Mitte liegt; übrigens bietet der gegenseitige Vergleich solcher Daten auch eine gewisse Controle.

Die Ermittlung der Niederwassermengen stösst insbesondere deshalb auf namhafte Schwierigkeiten, weil der Begriff dieser Wassermengen bisher in der allgemein geltenden Weise nicht festgestellt wurde, weshalb es auch natürlich erscheint, dass jeder einzelne Autor unbekümmert um die Anderen, nur dasjenige erhoben hat, was für seine Zwecke oder nach seinen Begriffen eben nothwendig war. So finden wir in den verschiedenen Bezugsquellen die Benennungen, als: Nullwasser, Kleinwasser, mittleres Sommerwasser, niederes Winterwasser u. dergl. „Normalwässer“, deren wirkliche Bedeutung aber in den meisten Fällen fraglich ist; noch schlimmer ist aber der Umstand, dass man nur selten mit Sicherheit erfährt, ob man mit der mittleren Wassermenge oder mit dem mittleren Wasserstande zu thun habe.

Nachdem die Anzahl der bisherigen Daten über die eigentlichen Mittelwassermengen, unter welchen wir das absolute Mittel aller während eines normalen Jahres zu treffenden Wassermengen verstehen, zu gering ist, um daraus nur halbwegs sichere Schlüsse zu ziehen, so bleibt uns nichts übrig, als die theoretischen, d. i. mit Hilfe eines nach der Bodenerhebung variirenden Jahresabfluss-Coefficienten (c_m) gebildeten Mittelwassermengen zum Ausgangspunkte für die Ermittlung aller Arten der vorerst zu definirenden Niederwassermengen zu wählen.

Für diesen Vorgang spricht überdies auch der Umstand, dass hiebei die Aufstellung einer Relation zwischen allen — später zu definirenden — Wassermengen ermöglicht wird, was für die Praxis auch von Vortheil sein kann.

Da ferner die Zweifel in Betreff der absolut kleinsten Wassermengen verhältnissmässig doch seltener sind, als bei den übrigen Niederwasserarten, was jedenfalls dem Umstande zu verdanken ist, dass der Begriff des „kleinsten Wassers“ leicht präcisirbar erscheint und daher die Erhebung dieser Wassermenge sich in der Regel fast von selbst aufdrängte, so werden wir diesmal versuchen, nebst den in der früheren Abhandlung definirten Normalwassermengen Q_1 und Q_2 auch noch die kleinsten Wassermengen Q_0 in

die Wahrscheinlichkeits-Calculé einzubeziehen und werden uns überhaupt mit der Bestimmung nachstehender Wassermengen befassen:

1. Q_0 d. i. die absolut geringste Wassermenge.

Die Normalwassermengen:

2. Q_1 oder das kleinste Normalwasser, d. i. jenes, welches sich aus dem arithmetischen Mittel der kleinsten, während einer längeren Periode von Jahren beobachteten Wassermengen ergibt, beziehungsweise dem Normaljahre entspricht, welches wieder für sich in meteorologischer Beziehung gedacht, das arithmetische Mittel einer längeren Periode von Jahren darstellt.

3. Q_2 oder das mittlere Normalwasser, d. i. jenes, ebenfalls dem arithmetischen Mittel aus einer längeren Zeitperiode entsprechende Wasser, welches während des Normaljahres am längsten andauert.

4. Das gewöhnliche Hochwasser Q_3 ist kein definirbarer Begriff, kann daher in die Combination nicht einbezogen werden.

5. Q_4 oder das absolut grösste Hochwasser, welches aller Voraussicht nach erwartet werden darf.

Die unter 1, 2 und 3 angeführten Wassermengen sollen aus der Wassermenge Q_m , d. i. dem theoretischen absoluten Mittel aller während eines Normaljahres zutreffenden Wassermengen, in welchem daher sowohl die kleinsten als auch die grössten Wassermengen-Mittelwerthe einer längeren Zeitperiode mitinbegriffen sind, abgeleitet werden, wobei Q_m , nach der früheren Abhandlung sich mittelst der Relation

$$Q_m = \frac{1,000,000}{31,536,000} \cdot c_m \cdot h \cdot F = 0.03171 c_m \cdot h \cdot F$$

ausdrückt.

Hierin bedeuten:

1,000,000 = die Anzahl der Quadrat-Meter in einem Quadrat-Kilometer;

31,536,000 = Anzahl der Secunden im Jahre;

c_m den in der Tab. II angeführten theoretischen, beziehungsweise den normalen Verhältnissen entsprechenden Jahres-Abfluss-Coëfficienten, der blos nach der Bodenerhebung variirt. Den anderweitigen Einflüssen soll in der später zu erörternden Weise (im Wege der Abschätzung) Rechnung getragen werden;

h = die auf das Niederschlagsgebiet gleichmässig vertheilte, einem Normaljahre entsprechende Regenmenge (Regenhöhe), welche in die Formeln stets in Metermaass z. B. $h = 0.785$ eingeführt wird.

F = die in Quadrat-Kilometer ausgedrückte Fläche des Niederschlagsgebietes.

Alle Wassermengen werden auf 1 Secunde bezogen.

Dem speciellen Eingehen auf die Bestimmung der obigen Wassermengen schicken wir noch folgende allgemeine Bemerkungen voraus.

Obgleich die Ansichten über den Kreislauf des Meteorwassers noch sehr verschieden sind, so glauben wir nichtsdestoweniger als zweifellos annehmen zu dürfen, dass die offen fliessenden Gewässer ihr Dasein — bis auf geringe Ausnahmefälle — doch nur den Niederschlägen verdanken; denn würde die Sache sich anders verhalten, so wäre das Eintreten der Hochwässer während einer trockenen Jahres-

zeit oder umgekehrt der Niedrigtwässer während nasser Jahre nicht ausgeschlossen, was aber selbst die eifrigsten Anhänger der Hypothesen, nach welchen „kein Tropfen des Regenwassers in den Boden dringt“, oder nach welchen „fast alles Wasser unterirdischen Ursprungs sei“, kaum behaupten würden.

Hiernach muss aber die Menge des von einem Terrain abfliessenden Wassers unter sonst gleichen Bedingungen, d. i. bei gleicher Bodenart, Vegetation, Luft-Temperatur etc. der Niederschlagsmenge desto näher kommen, je grösser das Gefälle des Hauptrecipienten und seiner Zuflüsse ist. Da aber dieses Gefälle mit der relativen Bodenerhebung zunimmt, so gibt diese letztere den Maassstab der Abflussintensität.

Das wird übrigens irgendwo seine Grenzen finden, indem wir uns auch ein so hohes Gebirge denken können, in welchem das Niederschlagswasser — von seiner Schnee- und Eisform abgesehen — ganz oder theilweise verdunstet, bevor es zum Thale ankommt, oder überhaupt daselbst erst dann anlangt, nachdem das Wasser von der unteren Gebirgszone bereits grösstentheils abgeflossen ist.

Ob ein derartiges Verhältniss rücksichtlich des Hochwasserabflusses nicht schon in europäischen und insbesondere dem schweizerischen Hochgebirge stattfindet, muss dahingestellt bleiben; es sprechen jedoch viele Anzeichen und namentlich der Vergleich der in Tab. I angeführten Höchstwassermengen dafür.

Diese Erscheinung ist übrigens, wenngleich von einem anderen Gesichtspunkte aus, auch schon anderwärts erörtert worden.

So findet sich z. B. in Förster's Allg. Bauztg. v. J. 1872 anlässlich der Besprechung der Rhein correction die Bemerkung, dass Flüsse mit starkem Fall wegen der bedeutenden Temperaturdifferenzen und der ungleichmässigen Regenvertheilung relativ kleinere Hochwassermengen ergeben als Flüsse, deren Lage einen geringeren Unterschied der Temperatur und der Bodencultur aufweist.

Sieht man von dieser noch grossentheils fraglichen Erscheinung ab und bedenkt, dass der jährliche Gesamtabfluss unter normalen Verhältnissen und im grossen Durchschnitte von allen vorkommenden Bodenerhebungen erfahrungsgemäss ca. 45% der Jahresregenmenge beträgt, ferner dass man nach Vorstehendem die grössten Jahresprocente im Hochgebirge, die geringsten im Flachlande suchen muss, so erscheint es begründet, die verschiedenartigen Bodenerhebungen vom Flachlande an bis zum Hochgebirge rücksichtlich des mittleren Jahresabfluss-Coëfficienten c_m etwa in der Weise einzutheilen, wie dies in Tab. II durchgeführt wurde; dies umsomehr, als diese Eintheilung in den Ergebnissen, welche wir in Betreff des Wasserabflusses besitzen, ihre Bestätigung findet; hievon kann man sich am besten überzeugen, wenn man versuchsweise die dem Gebirge zukommenden c_m den Flachlandwassermengen, oder umgekehrt die dem Flachlande zukommenden den Gebirgswassermengen zu Grunde legt und die erhaltenen Rechnungsergebnisse mit den Erhebungsergebnissen vergleicht.

Nachdem die sonstige Beschaffenheit des Terrains und die übrigen auf den Wasserabfluss einwirkenden Momente nur in grossem Durchschnitte gedacht unverändert bleiben,

örtlich aber mehr oder weniger wechseln, so ist es natürlich, dass wir stets grössere oder geringere Abweichungen von den Durchschnittswerthen c_m finden werden und dass der gewissermaassen theoretische Abfluss-Coëfficient c_m nur in den als normal aufzufassenden Fällen mit dem wirklichen (c'_m) — auf welchen wir wegen Mangels der bezüglichen Daten nicht reflectiren können — übereinstimmen wird.

Tabelle II. Die Abfluss-Coëfficienten c_m und c_h .

[c_m ist der normale mittlere Jahresabfluss-Coëfficient, zugleich Charakteristik der relativen Bodenerhebung. c_h ist der Abfluss-Coëfficient für Höchstwasser (Q_4).]

Terrain-Kategorien in topographischer Beziehung	c_m	c_h für den variablen Terrain- zustand nach den Kategorien			
		I	II	III	IV
Moräste und Tiefland.	0.2	0.017	0.030	—	—
Niederung und flache Hochebene	0.25	0.025	0.040	—	—
Theils Niederung, theils Hügel- land	0.30	0.030	0.055	—	—
Nicht steiles Hügelland	0.35	0.035	0.070	0.125	—
Theils Mittelgebirge, theils Hü- gelland oder steiles Hügel- land allein	0.40	0.040	0.082	0.155	0.400
Bodenerhebungen wie: Arden- nen, Eifel, Westerwald, Vogels- berg, Odenwald und Ausläufer grösserer Gebirge je nach Steilheit variirend, im Mittel	0.45	0.045	0.100	0.190	0.450
Bodenerhebungen, wie: Harz, Thüringer Wald, Rhön, Fran- ken-Wald, Fichtelgebirge, Erz- gebirge, Böhmer Wald, Lau- sitzer Gebirge, Erlitz-Gebirge, Wiener Wald etc., im Mittel	0.50	0.050	0.120	0.225	0.500
Bodenerhebungen, wie: Schwarz- wald, Vogesen, Riesengebirge, Sudeten, Beskiden etc., im Mittel	0.55	0.055	0.140	0.290	0.550
	0.60	0.060	0.160	0.360	0.600
Hochgebirge je nach	0.65	0.070	0.185	0.460	0.700
Steilheit. max.	0.70	0.080	0.210	0.600	0.800

Die Zwischenwerthe sind durch geradlinige Interpolationen zu bestimmen.

Indem die Schwankungen dieses Coëfficienten durch unzählige, ziffermässig und einzeln nicht greifbare Momente bedingt sind, so können wir denselben — wie bereits vorher bemerkt wurde — blos durch die auf den Vergleichen concreter Fälle basirte Schätzung annähernd Rechnung tragen.

Niedrigst- und Normalwassermengen.

1. Die Niedrigstwassermenge Q_0 . Aus dem Vergleiche der Beobachtungsergebnisse mit den theoretisch, d. i. unter Voraussetzung normaler Abflussverhältnisse berechneten Mittelwassermengen Q_m (siehe Col. Nr. 15 und 16 der Tab. I) ergibt sich nach mehreren Versuchen die Durchschnitts-Relation $Q_0 = 0.2 \nu Q_m$, in welcher ν die in den Einzelfällen stattfindende Veränderlichkeit des Durchschnitts-Coëfficienten 0.2 darstellt.

Demgemäss ist der variable Coëfficient ν — wie auch aus der Col. 19 zu ersehen — in den meisten als mehr-

weniger normal aufzufassenden Fällen nahezu gleich 1 und schwankt — sehr grosse Flussgebiete, sowie einzelne Fälle ausgenommen, in welchen die bereits berührten neueren Wasserabflusshypthesen ihre Giltigkeit haben mögen — und soferne die Beobachtungs- sowie Rechnungsergebnisse richtig sind, um $\pm 60\%$ des eigenen Werthes. Würden wir die Niedrigstwassermengen Q_0 aus den Beobachtungsergebnissen direct ableiten, was uns aber aus den bereits erwähnten Gründen nicht angezeigt zu sein schien, so würden wir höchst wahrscheinlich zu dem Schlusse gelangen, dass die relativen, d. i. auf 1 km^2 des F bezogenen Niedrigstwassermengen — wie die Normalwassermengen überhaupt — in der Nähe der Quellen je nach den Abflussbedingungen bald grösser, bald kleiner sind, als in gewissen grösseren Entfernungen von denselben.

Ob aber der normale Wasserabfluss in den sehr grossen Entfernungen von den Quellen, z. B. bei $F = 100.000 \text{ km}^2$, etwa merklich und relativ schwindet, liesse sich bei der directen Ableitung der Formel aus den Beobachtungsergebnissen wegen Mangels der entsprechenden Vergleichsbasis weder bejahen noch verneinen, zumal auch solche Momente denkbar sind, welche die relative Zunahme der Niederwässer mit dem bedeutenden Wachsen des Niederschlagsgebietes veranlassen können; dies wären namentlich die Grundwässer, welche in den von den Quellen weit entfernten Orten, also in der Regel schon im Flachlande eine bedeutendere Rolle, als im coupirten Terrain spielen und beziehungsweise die Niederwassermengen der Ströme — jedenfalls auch zum Theile auf Kosten der Hochwassermengen — vergrössern. Da wir aber die Niedrigst-, beziehungsweise Normalwassermengen aus der mittleren Wassermenge Q_m ableiten, so überrascht uns die in den betreffenden Posten merklich zu Tage tretende Zunahme des Coëfficienten ν mit dem Wachsen der Niederschlagsgebiete schon deshalb nicht, weil es notorisch ist, dass die in einem Flusse zu verschiedenen Zeiten vorhandenen Wassermengen sich desto mehr ausgleichen, je grösser das Flussgebiet, was aber bei dem Umstande, als der Coëfficient ν nebst dem Ausgleiche aller sonstigen Differenzen auch das richtige Verhältniss zwischen der Nieder- und der Mittelwassermenge zu erhalten hat, nach der merklichen Zunahme des Niederschlagsgebietes nur im Wachsen dieses Coëfficienten zum Ausdruck kommen kann.

Die gleichfalls aus den Tabellenwerthen zu entnehmende grössere Zunahme des Coëfficienten ν in jenen Gebieten, welche unter dem Einflusse des Seeklimas stehen, erklären wir uns in der Weise, dass daselbst die Regenfrequenz und demnach auch der mittlere Wasserabfluss grösser sind, als unter sonst gleichen Bedingungen im Continentalklima. Wie gross der Einfluss des Seeklimas auf die Mittelwassermenge ist, geht annähernd daraus hervor, dass z. B. der mittlere wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient der westphälischen Flüsse $c'_m = 0.394$ betragen soll, während wir den bezüglichen Gebieten unserem Schema gemäss, sowie nach Berücksichtigung der Bodenerhebung die den normalen Verhältnissen entsprechende Abfluss-Charakteristik $c_m = 0.2$ bis höchstens 0.30 beilegen können. Hätten wir beispielsweise für die Berechnung des Q_0 der Ems unter der Haase-

Mündung (Post 163) den Coëfficient c_m nicht mit 0.2, sondern wie derselbe etwa für die Ems bei Greven mit 0.3557 gelten soll, eingeführt, so würde hieraus das $Q_0 = 0.2 \nu Q_m = 0.2 \nu \times 0.3557 \times 0.03171 \times 8045 \times 0.738 = 13.39 \nu$ resultiren; da aber das wirkliche $Q'_0 = 10.04 m^3$ beträgt, so hätte sich in diesem Falle

$$\nu = \frac{Q'_0}{Q_0} = \frac{10.04}{13.39} = 0.75$$

(nicht aber 1.335) ergeben, wie dies den nicht unter dem Einflusse des Seeklimas stehenden flachen durchlassenden Gebieten im Mittel entspricht.

Diese Zunahme des ν von 0.75 auf 1.335 rührt also gegebenen Falls bloß davon her, dass wir der Berechnung nicht den wirklichen Abfluss-Coëfficienten $c'_m = 0.3557$, sondern den theoretischen $c_m = 0.2$ zu Grunde gelegt haben; letzteres geschieht aber aus den bereits angeführten Motiven, wobei übrigens derlei Schwankungen des ν , deren Ursache bekannt ist, den Calculvorgang nicht beeinträchtigen.

Das entgegengesetzte Extrem, nämlich die Abweichung des ν um ca. — 60% und ausnahmsweise auch darunter finden wir wieder bei jenen gebirgigen Gebieten, welche einen undurchlassenden Boden aufweisen, als deren Repräsentanten wir das Gebiet der oberen Loire betrachten, welches der krystallinischen (äusserst undurchlassenden) Formation angehört.

Vergleicht man wieder solche flache Gebiete miteinander, die entweder gemeinschaftlich unter dem Einflusse des Seeklimas stehen oder gemeinschaftlich diesem entrückt sind, so findet man, dass denjenigen, welche allen Anzeichen nach (so beispielsweise nach ihrem Verhalten bei Hochwässern) einen mehr durchlassenden Boden haben, ein Coëfficient ν entsprechen wird, welcher den Werth = 1 im Allgemeinen nicht erreicht, wogegen bei minder durchlassenden Bodenarten $\nu = 1$ oder darüber sich ergibt. Zieht man wieder die Vegetationsverhältnisse unter sonst gleichen Bedingungen in Betracht, so wird ν mit der Zu- oder Abnahme der Vegetation jedenfalls in gleichem Sinne variiren.

Derartige, bei dem heutigen Stande der diesfälligen Erfahrungen allerdings noch unsichere Anhaltspunkte ermöglichen uns immerhin die annähernde Abschätzung jener Modificatoren des Wasserabflusses, welche sich der Berechnung entziehen, und wie gewagt auch derartige Speculationen erscheinen mögen, so ist doch nicht aus dem Auge zu lassen, dass es hier bloß auf den Ausgleich von Abweichungen ankommt, welche in den schon zu Extremen gehörenden Fällen $\pm 60\%$ des wahrscheinlichen Werthes der betreffenden Wassermengen betragen, dagegen in den mehr-weniger normalen Fällen, mit welchen man am häufigsten zu thun hat, unter die obigen Grenzen fallen.

Es werden allerdings auch Fälle vorkommen, in welchen der Coëfficient ν — wenn etwa der Fluss von unterirdischen Gewässern Zuschüsse erhält — namhaft erhöht wird, oder in welchen derselbe selbst auf Null herabsinkt, wie das z. B. bei Wildbächen, die während der trockenen Jahreszeit gar kein Wasser führen, oder bei Bächen, deren geringe Wassermengen in dem durchlässigen Grunde ganz oder theilweise versickern, öfters zutrifft; derartige Gewässer werden sich aber vermuthlich auch in der fernsten Zukunft jeder Vorausberechnung entziehen.

Die Normalwassermengen Q_1 und Q_2 .

Die in der Tab. I zusammengestellten, auch noch spärlichen und wegen der bereits erwähnten Unsicherheit ihrer wahren Bedeutung grossentheils unzuverlässigen Daten in Betreff der Normalwässer geben uns keine Veranlassung zu wesentlicher Aenderung der bezüglichen, in der früheren Abhandlung aufgestellten Relationen und es scheint uns im Hinblick auf mehrere Versuche bloß angezeigt zu sein, den für die Normalwassermenge Q_1 vorher mit 0.014 ermittelten constanten Coëfficienten auf etwa 0.013 herabzusetzen, wo dann die beiden gedachten Relationen folgendermaassen lauten würden:

$$Q_1 = 0.013 c_m \cdot h \cdot F \text{ und}$$

$$Q_2 = 0.022 c_m \cdot h \cdot F.$$

Bringt man diese beiden Relationen analog jener für Q_0 auf die Form:

$$Q_1 = k_1 \nu \cdot Q_m \text{ und}$$

$$Q_2 = k_2 \nu \cdot Q_m,$$

so ergeben sich die Werthe der constanten Coëfficienten k_1 und k_2 (für $\nu = 1$) wie folgt:

Nachdem $Q_1 = 0.013 c_m \cdot h \cdot F$ und $Q_m = 0.03171 c_m \cdot h \cdot F$, so beträgt $k_1 = \frac{0.013}{0.03171} = \text{rund } 0.4$ und in analoger Weise

$$k_2 = \frac{0.022}{0.03171} = \text{rund } 0.70.$$

Nach Zusammenfassung alles Vorstehenden erhalten wir daher für die Berechnung der Niedrigst- und Normalwassermengen folgende Beziehungen:

1. Die Grundformel zugleich Relation für die theoretische Mittelwassermenge:

$$Q_m = 0.03171 c_m \cdot h \cdot F,$$

2. das Niedrigstwasser:

$$Q_0 = 0.2 \nu Q_m,$$

3. das kleinste Normalwasser:

$$Q_1 = 0.4 \nu Q_m,$$

4. das gewöhnliche Normalwasser:

$$Q_2 = 0.7 \nu Q_m,$$

wobei die Coëfficienten c_m , h , F und ν die bereits erwähnte Bedeutung haben.

Für die Abschätzung des auf alle drei Niederwassermengen Bezug nehmenden variablen Coëfficienten ν , die wir am liebsten dem eigenen Ermessen jedes Einzelnen anheimstellen möchten und was übrigens insofern unvermeidlich ist, als die unter diesem Coëfficienten gelachten Einflüsse sich gegebenen Falls am besten an Ort und Stelle beurtheilen lassen, schlagen wir — der Vollständigkeit halber — folgende Anhaltspunkte vor.

Die Variation des Coëfficienten ν wäre im Allgemeinen vorzunehmen:

1. Nach der Boden- und Vegetationsart, und zwar:

1. Für mittlere Bodengattungen mit normaler Vegetation $\nu = 1$ (bei den durch Seen und Teiche regulirten Wasserläufen bis $\nu = 1.5$).

2. Für durchlassende Bodenarten je nach dem Grade der Durchlässigkeit und im entgegengesetzten Sinne mit

der Stärke der Vegetation, d. i. bei mehr durchlassenden Bodenarten und schwächerer Vegetation und bei weniger durchlassenden Bodenarten und stärkerer Vegetation die respectiven $\nu = 0.4$ bis 0.8 , im Mittel $\nu = 0.6$.

3. Für undurchlassende Bodenarten und zwar:

- a) im Flachlande $\nu = 1$ (bezw. bis 1.5),
- b) im Hügelland mit der Abnahme der Vegetation abnehmend $\nu = 0.8$ bis 0.5 (bezw. bis um ca. 50 % höher),
- c) im Gebirge analog dem Obigem $\nu = 0.6$ bis 0.3 (bezw. um ca. 50 % höher), wobei ν bei kleinen Bächen in kahlem (undurchlassendem) Gebirge bis auf 0 herabsinkt.

II. Nach der Grösse des Niederschlagsgebietes. In der Nähe der Quellen, d. i. bei Gebieten bis circa 200 km^2 wäre das nach den Bedingungen unter I. normirte ν bei guter Vegetation um ca. 25 % zu vergrössern, bei schwacher Vegetation eher zu vermindern, als ungeändert zu lassen.

Für Gebiete zwischen ca. 200 bis 20.000 km^2 wäre ν zu belassen wie sich dasselbe nach I. ergibt.

Von dem Gebiete an, welches ca. 20.000 km^2 beträgt, wäre ν mit der Zunahme des Gebietes etwa nach folgendem Schema zu vergrössern:

für $F = 20.000 - 50.000 \text{ km}$ um $0 - 15 \%$,

„ $F = 50.000 - 100.000 \text{ km}$ „ $15 - 50 \%$,

„ $F = 100.000 - 200.000 \text{ km}$ „ $50 - 100 \%$,

und eventuell auch darüber.

III. Nach der Regenvertheilung. Je gleichmässiger die Regenvertheilung, desto grösser ν , so zwar, dass dasselbe in den vom Seeklima beeinflussten Gebieten bis um 50 % steigt

Nachdem die Regenvertheilung auch in den dem Seeklima entzogenen flachen, weit ausgedehnten Gebieten gewöhnlich gleichmässiger ist, als im gleich gedachten Hügel- und Gebirgsterrain, so wäre ν unter sonst gleichen Bedingungen in weiten, dem Continentalklima angehörigen Ebenen um ca. 20 % grösser, als für das Gebirge anzunehmen.

Die allfällige Combination dieser hier erwähnten und nicht erwähnten Einflüsse muss der fallweisen Abschätzung überlassen bleiben, wobei auch ausdrücklich bemerkt wird, dass die in Betreff der Variation des Coëfficienten ν angeführten Anhaltspunkte keinesfalls als fixe aufzufassen sind, sondern, dass dieselben gewissermaassen nur die Richtung andeuten sollen, nach welcher dieser Coëfficient den obwaltenden Umständen anzupassen wäre.

In dieser Beziehung dürften übrigens einige in der Tab. I enthaltenen Daten in analogen Fällen verlässlichere Anhaltspunkte bieten.

Man hat hier eben mit so verschiedenartigen Einflüssen zu thun, dass deren genauere Schematisirung auf Grund der bisherigen Erfahrungen unmöglich erscheint.

Die Höchstwassermengen Q_4 .

Die Vielseitigkeit der Momente, welche den Abfluss der Höchstwasser bedingen, hatte zur Folge, dass die Lösung dieser Frage bereits von verschiedenen, mitunter sehr merkwürdigen Gesichtspunkten aus versucht wurde.

Abgesehen von den diesfälligen neueren Versuchen, finden wir beispielsweise im Civil-Ingenieur v. J. 1886 drei Methoden der Wassermengen-Berechnung, deren eine die Dauer der Fluthzeit als bekannt voraussetzt, die zweite wieder in einer Formel den Ausweg findet, in welcher die Dauer einer ununterbrochenen Frostzeit als Factor des Wasserabflusses eingeführt erscheint, während im dritten Falle eine a priori-Relation $M = Ax + Bx^2$ ohne weitere Begründung aufgestellt wird, wobei x die Fläche des Niederschlagsgebietes und A und B die Coëfficienten bedeuten, welche aus einer Anzahl der Beobachtungen in irgend welcher Weise zu bestimmen wären.

Indem wir diese Ideen hier blos deshalb citiren, um zu zeigen, dass die Verwerthung der charakteristischen Merkmale der Flussgebiete zur Ermittlung der Wassermengen den Hydrotekten schon seit Längerem vorschwebt — was übrigens in dem Sammeln der einschlägigen Daten womöglich noch besser zum Ausdruck kommt — übergehen wir zur Erörterung unseres Thema mit dem Bemerken, dass wir auch rücksichtlich der Höchstwassermengen blos die Aufstellung einer Wahrscheinlichkeits-Rechnung anstreben können.

Nach eingehender Betrachtung der Bedingungen, unter welchen der Höchstwasserabfluss stattfindet, dessen Culminationsphase allein uns interessirt, gelangen wir zu folgenden Schlüssen: Die absolute Höchstwassermenge (Q_4) wächst, die relative, d. i. auf die Einheit des Niederschlagsgebietes bezogene Höchstwassermenge (q_4) dagegen, schwindet mit der Zunahme des Niederschlagsgebietes, von welcher Regel allerdings auch Ausnahmen vorkommen, die jedoch sich immer auf Ursachen zurückführen lassen, welche den Gang der von uns beabsichtigten Deductionen keineswegs stören. Das Schwinden der relativen Höchstwassermengen mit dem Wachsen des Niederschlagsgebietes ist namentlich auf den Umstand zurückzuführen, dass die abnormen Niederschläge sich in der Regel auf kleinere Gebiete beschränken, sie daher blos bei kleinen Flüssen die grössten Hochwässer hervorrufen können, ohne den im Hauptrecipienten eines grossen Gebietes stattfindenden Wasserabfluss wesentlich zu ändern.

Der innerhalb einer Zeitperiode mögliche Höchstwasserabfluss ist ferner von der grössten und am ungünstigsten vertheilten Regenmenge abhängig, welche sich während der gleich gedachten Zeit einstellen kann; hiernach fragt sich aber, welche Zeitperioden und Regenmengen der Berechnung der Höchstwassermengen zu Grunde zu legen wären? In dieser Beziehung wäre wohl am natürlichsten, bei kleinen Gebieten die localen Gewitterregen — die sogenannten Wolkenbrüche — dagegen bei grossen Gebieten die relativ ausgiebigsten Landregen in Rechnung zu ziehen.

Hiebei begegnet man jedoch der grossen Schwierigkeit, welche hauptsächlich darin besteht, dass die Bestimmung, wo das kleine Gebiet endigt und das grosse beginnt, sowie die Vorausermittlung der Dauer und Intensität der Niederschläge unmöglich sind.

Wir müssen daher vorläufig von der ziffermässigen Bezeichnung der Niederschlags-Gebietsausdehnung absehen und fassen ein überhaupt grosses Gebiet in's Auge.

Tabelle I. Beobachtete Niedrigst-Normal- und Höchstwassermengen

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlagsgebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik c_m	Mittlerer Jahres-Niederschlag h in mm	Die nach der Bodendurchlässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten						Nach Formeln							
						Mittlerer Jahres-Abfluss		Niedrigst- u. Normal-Wassermengen		Gewöhnliche Hochwassermenge Q_3	Höchstwassermengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m = 0.03171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal-Wassermengen					
						Q'_m (in m^3) $0.3171 \times c_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss-Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c'_m	Q'_0	Q'_1		Q'_2	Im Ganzen Q'_4		pro $1 km^2$ $\frac{Q'_4}{F} = q'_4$	$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$		
In Kubik-Metern (m^3)																			
I. Seine-Gebiet.																			
1	Seine bis Bray sur Seine . .	10000	0.30	620	I	—	—	—	—	—	—	—	430	0.0430	—	—	—		
2	" " Montereau	10250	0.30	614	I	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60	12.0	—		
3	Yonne bis Auxerre	3500	0.45	800	3 I + II	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
4	" " Montereau	11135	0.40	728	I	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
5	Seine mit Yonne unt. Montereau	21385	0.35	673	I	—	—	—	—	—	—	—	1300	0.0608	160	32	—		
Marne-Gebiet.																			
6	Reservoir de Mouche	65	0.5	950	—	1.031	0.526	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
7	" " Liez	34			—	0.539		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	" " Vingeanne	24			—	0.381		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	Marne bei Chateau-Thierry . .	9500	0.40	750	I	—	—	—	—	—	—	—	950	0.1000	90.4	18.1	—		
10	" " Joinville St. Maur . .	13000	0.37	730	I	—	—	—	—	—	—	—	1500?	0.1153	111.3	22.3	—		
11	" bis Mündung in die Seine	13700	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	900?	0.0657?	—	—	—		
12	Seine mit Marne bei Paris . .	43000	0.37	688	I	—	0.370	45	90	—	—	—	2650	0.0616	346.3	69.3	138.6		
13	Oise ober der Aisne-Mündung	4630	0.25	660	I	—	—	—	—	—	—	—	112?	0.0242	—	—	—		
14	Oise unter der Aisne-Mündung	13130	0.25	660?	I	—	—	—	—	—	—	—	500	0.0388	—	—	—		
15	" bis Mündung in die Seine	17200	0.25	600?	I	—	—	—	—	—	—	—	590	0.0343	—	—	—		
16	Seine bei Mantes	61900	0.32	683	I	—	—	—	—	—	—	—	2300?	0.0371	430	86.7	—		
17	" 55 km unter Mantes . .	—	0.32	683	I	—	—	—	—	—	—	—	2363?	—	—	—	—		
18	" unter der Eure-Mündung und nach Zeitschrift des Arch. und Ing.-Vereins Hannover vom Jahre 1877, pag. 78 beträgt c'_m	78000	0.266	683	I	450	0.266	120	—	—	—	1400	2483?	—	444	88.8	—		
19	Namenloser Bach bei Elbeuf . .	11.5	0.40	1.0	III	—	0.325	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
20	Das ganze Seine-Gebiet . . .	78650	—	683	—	—	0.280	—	—	—	—	—	17	1.478	—	—	—		
II. Loire-Gebiet.																			
21	Loire bei Pertuiset	1510	0.65	900	III	—	—	3.92	—	—	—	—	2442	1.6120	28	5.6	—		
22	" " Andrezieux	4080	0.60	870	III	—	—	5.25	—	11.0?	—	—	4087	1.0000	67.5	13.5	—		
23	Furensbach bei St. Etienne . .	25	0.60	850	IV	—	0.65	—	—	—	0.35	—	93 +	3.7200 +	0.047	—	0.33		
24	Loire bei Montrou	4710	0.60	870									III	—	—	—	—	—	—
25	Allier bei Le Guétin	14394	0.60	830	II	—	—	16	—	—	—	—	6000	0.4168	227	45.4	—		
26	Loire mit Allier bei La Charité	32400	0.53	800	II	—	—	30	—	—	—	—	9800	0.3025	435.5	87.1	—		
27	" bei Cosne	34800	0.53	800	II	—	—	35	—	—	—	—	—	—	468	93.6	—		
28	" " Briare	35900	0.52	800	II	—	—	40	—	—	—	6880	—	—	473	94.6	—		
29	" " Orleans	37300	0.51	800	II	—	—	30?	—	—	—	—	10338	0.2770	—	—	—		
30	" " Blois	39000	0.51	780	II	—	—	45	—	—	—	9743	—	—	492	98.4	—		
31	" ober Tours	42600	0.50	750	II	—	—	70?	—	—	—	—	10500	0.2465	476?	—	—		
32	" unter "	59000	0.47	750	II	—	—	85?	—	—	—	—	12000	0.2034	659?	132	—		

der mitteleuropäischen Gewässer und die bezüglichlichen Formelwerthe.

19	20	21	22	23	24	25	26
berechnete Daten				Q_4 ist gegen Q'_4		Anmerkung (Das in der fünften Vertical-Colonne in Millimetermaass ein- gestellte h ist in die Formeln in Metermaass, z. B. $h = 0.750$ einzusetzen)	Bezugsquellen
Veränderlicher Coëff. $\frac{Q'_0}{Q_0} \cdot \frac{Q'_1}{Q_1} = \frac{Q'_2}{Q_2}$ $v = \frac{Q'_0}{Q_0}$	ad Höchstwassermenge		Q_4 (in m^3) $c_n \times m \times h \times F$				
	Der nach Tab. II zu wählende Coëff. c_h	Der nach Tab. III zu wählende Modul m		größer	kleiner		
				um %			
—	0.030	3.017	561	30.4	—	Durchlassender Boden, ruhiger Wasserablauf. dto.	Annales des p. et chaus. 1883, II. Sem. Annal. 1873 u. 1877 u. Ztschr. f. Bauw. 1880.
0.83	—	—	—	—	—		
1.62?	0.059	3.350	553	10.6	—	Bis Clamecy d. i. ca. $\frac{1}{4} F$ undurchlassender Boden. Sonst: Lias, Kreide, Tertiärformation, grösstentheils durchlassender Boden.	Ztschr. f. Bauw. 1880.
0.825	0.045	3.005	1096	—	—	Circa $\frac{1}{10} F$ undurchlassend, worauf bei der Kategorisirung keine Rücksicht genommen wird; im Allgemeinen wie unter Post 3.	" " " 1880 u. 1866.
0.843	0.035	2.886	1577	21.3	—	Bodengattung nach Post 2 und 4.	" " " 1880.
—	—	—	—	—	—		
—	—	—	—	—	—	Grösstentheils durchlassender Boden	Ztschr. f. Bauw. 1882.
—	—	—	—	—	—	undurchlassender " } $c'_m = 0.526$ ist blos der im	
—	—	—	—	—	—	durchlassender " } Mittel angenommene Werth.	
0.44?	0.045	3.03	970	2.1	—	Grösstentheils durchlassender Boden; wegen theilweiser Durch- lässigkeit wurde c_h von 0.040 auf 0.045 vergrößert.	Selbstkosten des Eisenbahntransportes etc., Wien 1885 (Nördling).
0.627	0.042	2.985	1190	—	20.7	c_h wurde im Verhältniss wie bei Post 9 von 0.037 auf 0.04 vergrößert.	dto.
0.650	0.037	2.661	2912	10	—	Nach den neben angeführten Bezugsquellen beträgt die Höchst- wassermenge (Q'_4) = 2000 bis 3300 m^3 , also im Mittel 2650. Mit Ausnahme der obersten Strecke durchlassendes Gebiet.	Annales d. p. et ch. 1877, I. Sem. Ztschr. f. Bauw. 1867; Centralblatt f. Bauverw. 1881; Annales d. p. et ch. 1883, II. Sem. und Nördling wie unter Post 9.
—	0.025	3.180	243	116	—	Es dürfte ein grosser Theil des Q'_4 unterwegs zurückbleiben, indem die 112 m^3 für ein so grosses F auffallend wenig wären. Vergleiche mit Post 14.	Annales 1877, I. Sem. und Civ.-Ing. 1866.
—	0.025	2.983	646	29.2	—		Annales 1877, I. Sem.; Civ.-Ing. 1866; Wochenblatt für Arch. u. Ing. 1884.
—	0.025	2.939	658	11.5	—		dto.
0.826	—	—	—	—	—	Diese Höchstwassermengen stimmen nicht mit jener bei Paris (Post 12) überein; bleibt etwa das Wasser unterwegs zurück?	Ztschr. f. Bauw. 1880. Deutsche Bau- zeitung 1881.
1.36	0.0266	2.274	3222	—	—		Annales 1883.
—	—	—	—	—	—		
—	0.155	9.43	16.7	—	2.0	$h=1$ wurde wegen kleinen F programmgemäss angenommen.	Technische Mittheilungen, Heft 14, 1880.
—	—	—	—	—	—	ad Post 20. Von dem Gesamtgebiete der Seine entfallen 59.210 km^2 oder 75.3% auf durchlassenden, dagegen 19.440 km^2 oder 24.7% auf undurchlassenden Boden, von welch' letzterem über die Hälfte Flachland ist. (Wegen Unsicherheit in Betreff der örtlichen Lage dieser undurchlassenden Bodenarten wurde dieser Umstand bei der Annahme der Kategorien für die Seine blos durch die theil- weise Erhöhung der Coëfficienten c_h berücksichtigt.)	Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1885, Heft 5.
0.70	0.460	4.224	2641	8.1	—		
0.39	0.360	3.242	4143	1.4	—		Annales d. p. et ch. 1871, I. Sem. u. Ztschr. f. Bauw. 1867 u. 1880.
1.06	0.600	8.750	131	—	—	Undurchlassender Boden, sonst normale Verhältnisse. Bei $Q'_4 = 93 m^3$ überschreitet der Bach die Ufer — wonach also eine grössere Höchstwassermenge nicht ausgeschlossen ist.	Ztschr. f. Baukunde 1883.
—	0.360	3.179	4690	—	13.8		
0.352	0.160	2.970	5677	—	5.4	ad Loire-Gebiet. Dieses enthält: Bis Roanne krystallinisches undurchlassendes Gebirge mit hohen Kämmen und steilen Abhängen.	Ztschr. f. Bauw. 1867 u. 1880.
0.344	0.135	2.775	9710	—	1.9	Von Roanne bis Nevers Mittelgebirge — Tertiär-Formationen — mittlerer Boden.	Das Wasser etc. von Frauenholz 1881.
0.374	—	—	—	—	—	Von Nevers bis oberhalb Tours Hügelland — Tertiär- und Secundär-Formationen — Mittelboden.	
0.423	—	—	—	—	—	Von Orleans bis zur Mündung Flachland — secundäre Formation — durchlassender Boden.	
—	0.124	2.722	10072	—	2.6	Im Ganzen ca. $\frac{3}{8}$ undurchlassenden Bodens.	Zeitschrift für Bauwesen 1867 und 1880, sowie mehrere Jahrgänge der Annales de p. et chaussées.
0.458	—	—	—	—	—	(Ausser den neigen kommen in den verschiedenen Zeitschriften noch viele andere Angaben über die Hochwassermengen der Loire; dieselben deuten aber insgesamt auf geringere Wassermengen hin, als die hier angeführten, beziehen sich daher nicht auf Höchst- wassermengen, welche allein für uns von Interesse sind.)	
0.644	0.120	2.632	10091	—	4.0		
—	0.110	2.480	12071	0.6	—		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlagsgebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik c_m	Mittlerer Jahres-Niederschlag h in mm	Die nach der Bodendurchlässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten						Nach Formeln					
						Mittlerer Jahres-Abfluss		Niedrigst- u. Normal-Wassermengen		Gewöhnliche Hochwassermenge Q_3	Höchstwassermengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m = 0.03171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal-Wassermengen			
						Q_m (in m^3) $= \frac{1}{365} \times c_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss-Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c_m	Q_0	Q_1		Q_2	Im Ganzen Q_4		pro $1 km^2$ $\frac{Q_4}{F} = q_4$	$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$
						In Kubik-Metern (m^3)											
	III. Garonne-Gebiet.																
33	Garonne bei Toulouse	10500	0.50	1200	$\frac{II + III}{2}$	—	—	36	—	—	—	6500	0.6200	200	40	—	—
	IV. Rhône-Gebiet.																
34	Rhône bei Sion	3295	0.65	1222	?	143	—	39.5	—	—	500	—	—	—	—	—	—
35	" " Colombey	5089	0.65	1163	?	194	—	55.6	—	—	716	800	0.157	—	—	—	—
36	" " Port du Sex	5300	0.65	1173	?	199	—	58	—	—	737	901	0.170	—	—	—	—
37	" unterh. des Genfersees . . .	7995	0.65	1100	?	270	—	82.5	—	—	418	—	—	—	—	—	—
38	" ober der Saône-Mündung . . .	21000	0.65	1100	?	—	—	180	—	—	—	5400	0.2571	—	—	—	—
39	Saône bei Port du Saône . . .	3280	0.45	930	II	—	—	8	—	—	—	1200	0.3659	43.5	8.7	—	—
40	" " Mercey	4300	0.42	926	II	—	0.381	15?	—	—	—	564?	0.1312?	53.0	10.6	22.8	—
41	" " Gray	5430	0.40	900	II	—	—	15?	—	—	—	1500	0.2762	—	—	—	—
42	" " Auxonne	9060	—	850	II	—	—	—	—	—	—	962?	0.1028?	—	—	—	—
43	" " Verdun	20800	0.325	800	II	—	—	25	40	—	—	3000	0.1440	171.5	34.3	68.6	—
44	" " Lyon	29200	0.31	800	II	—	—	—	—	—	—	4000	0.1367	—	—	—	—
45	Rhône mit Saône unter Lyon . .	50200	—	1100	?	—	—	210	—	—	—	7200	0.1434	—	—	—	—
46	" bei Tournon	54680	—	1000	?	—	—	235	—	—	—	8000	0.1463	—	—	—	—
47	Isere (schlammreich)	11380	—	1000	—	—	—	—	105	—	—	—	—	234.6	—	83.8	—
48	Rhône unter der Isere-Mündung .	66060	—	1000	—	—	—	335	—	—	4800	9500	0.1438	—	—	—	—
49	" bei Pouzin	69140	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
50	" " Bourg St. Andreol	70810	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10300	0.1489	—	—	—	—
51	" " Pont de St. Esprit	73240	—	—	—	—	—	—	—	—	—	11140	0.1573	—	—	—	—
52	" " Beaucaire	94900	—	—	—	—	—	—	—	—	—	11900	0.1625	—	—	—	—
	Nebenflüsse der Rhône in der unteren Strecke.											13900	0.1465	—	—	—	—
53	Ardèche	2429	0.55	1400?	IV	—	—	—	—	—	—	7000	2.880	—	—	—	—
54	Durance bei Mirabeau	11741	0.60	1000?	II	—	—	50	—	—	—	5000	0.4258	223.4	44.7	—	—
55	Verdon	2880	0.55	1000?	II	—	—	—	Kleinwass. 10?	—	—	1200	0.5042	41.5	—	16.6	—
	V. Rhein-Gebiet.																
56	Vorder-Rhein bei Reichenau . .	1500	0.65	1443	—	66	—	—	22	—	266	1074	0.7160	—	—	—	—
57	Hinter- " " "	1657	0.65	1261	—	59	—	—	20	—	286	1100	0.6638	—	—	—	—
58	Vereinigter Rhein bei " . . .	3178	0.65	1347	—	125	—	—	42	—	552	(1865)	0.5868	—	—	—	—
59	Plessur bei Chur	271	0.65	1020	—	7.7	—	—	2.7	—	41	154	0.5863	—	—	—	—
60	Landquart bei Stadt Landquart .	624	0.65	1085	—	19	—	—	6.8	—	95	(440)	0.7051	—	—	—	—

19	20	21	22	23	24	25	26	
berechnete Daten					<div>Q_4 ist gegen Q_4</div> <div><div><div>größer</div><div>kleiner</div></div><div>um %</div></div>		Anmerkung (Das in der fünften Vertical-Colonne in Millimetermaass ein- gestellte h ist in die Formeln in Metermaass, z. B. $h = 0.750$ einzusetzen)	Bezugsquellen
Veränderlicher Coeff. $v = \frac{Q_0}{Q_1} = \frac{Q_1}{Q_2}$	ad Höchstwassermenge							
	Der nach Tab. II zu wählende Coeff. c_h	Der nach Tab. III zu wählende Modul m	Q_4 (in m^3) $c_h \times m \times h \times F$					
0.89	0.172	3.102	6723	3.4	—	Die in den verschiedenen Zeitschriften vorhandenen, den Garonne- fluss betreffenden Daten sind sehr widersprechend, was entweder auf ihre Unrichtigkeit, oder auf besondere Verhältnisse schliessen lässt, welche sich der allgemeinen systematischen Behandlung entziehen. So soll Q_4 betragen: nach Frauenholz: bei Toulouse 5700 m^3 , unterhalb Tarn 12.000 m^3 ; nach der „Allgem. Bauztg.“ vom Jahre 1871 bei Langon 7500, nach Nördling: unterhalb der Lot- Mündung 8500 m^3 u. dgl. Daraus kann blos soviel gefolgert werden, dass das Garonnegebiet zu den undurchlassenden gehört, was für die Wahl der Kategorie für Post 33 einen gewissen Anhaltspunkt gibt.	Ztschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. Hannover ex 1885, 5. Heft.	
—	—	—	—	—	—	Die Rhône steht unter dem Einflusse der Gletscher und des Genfersees, was ihr Regime in ungewöhnlicher Weise beeinflusst. Da überdies auch die Seitenzuflüsse unterhalb des Genfersees sehr verschiedenartiger Natur sind, so entzieht sich dieser Fluss unserer Berechnung. Diese Daten werden blos deshalb angeführt, weil aus ihnen die interessante Thatsache hervorgeht, dass dieser Fluss relativ sehr geringe Höchstwassermengen führt. (Siehe hierüber Näheres im Text.)	Lauterburg, Versuch zur Auf- stellung einer allgem. Uebersicht etc. und die hydrogr. Karte der Schweiz v. J. 1871.	
0.92	0.100	3.394	1035	—	13.7	Neigt wegen kleinem F und theilweise undurchlassendem Boden zur Kat. III.	Ztschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. Hannover 1859 u. Ztschr. f. Bauw. 1880 u. 1881. Nördling, Die Selbstkosten etc.	
?	0.082	3.116	1249	—	16.7	Wie oben.	Annales d. p. et ch. 1879, II. Sem.	
0.73	0.062	2.901	2993	—	—	ad Saône-Gebiet: $\frac{2}{3}$ Granit, Vogesen-Sandstein, Keuper, Lias, bezw. undurchlassende und mittlere Bodenarten; $\frac{1}{3}$ jurassische Gebilde, bezw. durchlassender Boden.	Nördling, wie oben.	
0.583	0.060	2.809	3937	—	1.6	(Einige die Saône betreffenden, in den Annales d. p. et ch. vom Jahre 1884 angegebenen geringeren Hochwassermengen wurden nicht berücksichtigt.)	Annales 1884. Ztschr. f. Baukunde 1884.	
—	—	—	—	—	—	Die relative Höchstwassermenge (q_4) der Rhône nimmt mit dem Wachsen des Niederschlagsgebietes zu, weil sich der Einfluss des Genfersees in demselben Sinne verliert. Das Zurückhaltungsvermögen dieses Sees ist aus den nebigen Daten nicht zu entnehmen.	Ztschr. f. Bauw. 1880.	
1.253	—	—	—	—	—	q_4 nimmt bis Pont de St. Esprit stetig zu, ist jedoch für uns wegen der unbekannten Retention des Genfersees nicht berechenbar.	Wie unter Post 38.	
—	0.550	3.393	6800	—	2.86	$q_4 = 2.880$ erscheint für ein relativ so grosses F kaum glaublich; es wurde hier die Kat. IV, welche für so grosse Gebiete in der Regel keine Anwendung mehr findet, nur versuchsweise angenommen.	Annales d. p. et ch. 1879, II. Sem.	
1.12	0.160	2.999	5634	12.7	—	Dürfte zum Theile ein durchlassendes Terrain, wie bei dem Verdonflusse (Post 55) vorhanden sein.	dto.	
0.603	0.140	3.652	1219	1.6	—	Das Bett des Verdonflusses ist durch steile, oft 50—60 m hohe Kalksteinfelsen gebildet.	dto.	
—	—	—	—	—	—	(Nachdem die Steilheit der Berglehnen eine grosse, dagegen die durchlassende Kalksteinformation eine geringe Abfluss-Intensität bedingen, so wurde dieser Fluss in die mittlere Kat. II ein- gestellt. h ist fraglich.	dto.	
—	—	—	—	—	—	In Betreff der Q_1 der schweizerischen Flüsse berufen wir uns auf die Abhandlung in der Wochenschrift Nr. 28 ex 1884; hiernach wäre für jene gletscherfreien Flüsse, welche dort der Berechnung unterzogen wurden, der Coefficient $v = \text{ca. } 1$.	dto.	
—	—	—	—	—	—	ad Posten 56—60. Die hier angegebenen Q_4 sind offenbar zu gering, wenn nicht etwa die im Texte diesfällige angeführten Momente (sehr grosse Höhe der Gebirge und daher deren Retentions- vermögen des Meteorwassers) hier mitspielen; abgesehen hievon befinden sich diese Q_4 nicht im Einklange mit der Post 61, zumal hier q_4 grösser ist, was aber unter normalen Verhältnissen doch nicht glaubwürdig erscheint. (Die eingeklammerten Zahlen sind Rechnungs-Ergebnisse.)	Annales d. p. et ch. 1876, I. Sem.	
—	—	—	—	—	—		Civil-Ingenieur 1873.	
—	—	—	—	—	—		Zusammenstellung d. schweizerischen Stromabflussmengen von R. Lauter- burg 1871 und die hydrogr. Karte der Schweiz.	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlagsgebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik c_m	Mittlerer Jahres-Niederschlag h in mm	Die nach der Bodendurchlässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten						Nach Formeln					
						Q'_m (in m^3) $\frac{1}{43200} \times c'_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss-Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c'_m	Niedrigst- u. Normal-Wassermengen			Gewöhnliche Hochwassermenge Q'_3	Höchstwassermengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m = 0.03171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal-Wassermengen		
								Q'_0	Q'_1	Q'_2		Im Ganzen Q'_4	pro $1 km^2$ $\frac{Q'_4}{F} = q'_4$		$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$
In Kubik-Metern (m^3)																	
61	Rhein bis Tardisbrücke . . .	4226	0.65	1234	II	152	—	—	61	—	678	3500	0.8282	—	—	—	—
62	" bei Büchel . . .	4896	0.65	1234	II	—	—	—	—	—	—	3513	0.7180	—	—	—	—
63	" vor Bodensee . . .	6620	0.597	1142	II	191	—	60	83	—	—	3880	0.5861	—	—	—	—
64	Der Abfluss des Bodensees . .	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	918	0.1386	—	—	—	—
	See-Retention bei Höchstwasser	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2962	—	—	—	—	—
	Kleinere Bäche im Bezirk Werdenberg.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
65	Die Sennwälder Gewässer . .	10.4	—	1238	—	—	—	—	—	—	6.3	—	—	—	—	—	—
66	Mühlbach . . .	15.53	—	1238	—	—	—	—	—	—	9.4	—	—	—	—	—	—
67	Seweler Gewässer . . .	17.42	—	1238	—	—	—	—	—	—	9.7	—	—	—	—	—	—
68	Grabserbach . . .	29.26	—	1238	—	—	—	—	—	—	18.5	—	—	—	—	—	—
69	Salezzer Gewässer . . .	36.08	—	1238	—	—	—	—	—	—	15.0	—	—	—	—	—	—
70	Simmy . . .	38.53	0.65	1238	—	—	—	—	—	—	16.6	—	—	—	—	—	—
71	Buchser-Gebiet . . .	46.78	0.65	1238	—	—	—	—	—	—	19.2	—	—	—	—	—	—
	Thur-Gebiet.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
72	Murg bei Frauenfeld . . .	211	0.50	1100	IV	—	—	2	Normalw. 4.0	—	—	500?	2.37	36.8	7.36	—	—
73	Töss bei Lipperschwendi . .	43	0.55	1200	II + III	—	—	—	—	—	—	95	2.2	—	—	—	—
74	" " Saaland . . .	78	0.55	1200	2	—	—	—	—	—	—	141	1.8	—	—	—	—
75	" " Rykon . . .	154	0.50	1100	"	—	—	—	—	—	—	221	1.435	—	—	—	—
76	" " Kollbrunn . . .	163	0.50	1100	"	—	—	—	—	—	—	240	1.472	—	—	—	—
77	" " Töss . . .	256	0.50	1000	"	—	—	—	—	—	—	322	1.258	—	—	—	—
78	" " Pfungen . . .	390	0.45	1000	"	—	—	—	—	—	—	384	1.000	—	—	—	—
79	Kempt bei Kempthal . . .	55	0.40	1000	II	—	—	—	—	—	—	35	0.470	—	—	—	—
80	Eulach bei Wülfigen . . .	74	0.40	1000	II + III	—	—	—	—	—	—	68	1.240	—	—	—	—
81	Glatt bei Rümlang . . .	229	0.40	1000	2	—	—	—	—	—	—	39.8	0.1738	—	—	—	—
82	Wuttach bis Mündung . . .	1117	0.45	1100	III	—	—	—	—	—	154	1000	0.8950	—	—	—	—
83	Thur bis Mündung . . .	1739	0.40	1000	II + III	—	—	—	—	—	210	676	0.3887	—	—	—	—
	Aare-Gebiet.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
84	Aare bis Wylerbrücke . . .	523	0.65	1791	I	—	—	—	—	—	113	378	0.7227	—	—	—	—
85	" " Brienzersee . . .	610	0.65	1791	I	—	—	—	—	—	—	gerechnet (448)	0.7344	—	—	—	—
86	" " Unterseen . . .	1121	0.65	1756	I	—	—	—	—	—	197	592	0.5281	—	—	—	—
87	" " Thun . . .	2454	0.65	1600	I	—	—	—	—	—	356	(644)	0.2624	—	—	—	—
88	Zulg bis Mündung . . .	90	0.65	1500	I + II	—	—	—	—	—	—	108	1.200	—	—	—	—
89	Aare bis Uttigen . . .	2600	—	—	2	—	—	—	—	—	—	(687)	0.2640	—	—	—	—
90	Gürbe bis Mündung . . .	114	0.45	1000	I + II	—	—	—	—	—	11	57.5	0.5043	—	—	—	—
91	Aare bis Bern . . .	3000	0.65	1517	I	—	—	—	—	—	403	820	0.2730	—	—	—	—
92	Saane bis Laupen . . .	1823	0.5	1280	II	—	—	—	—	—	254	1000	0.5485	—	—	—	—
93	Aare bis Aarburg . . .	5102	0.65	1399	I	—	—	—	—	—	673	1220	0.2391	—	—	—	—
94	Suze bei Rondchâtel . . .	186	0.55	1240	I	—	—	—	—	—	—	gerechnet (92.4)	0.4967	—	—	—	—
95	Aare bei Büren . . .	8326	0.65	1251	I	—	—	—	—	—	869	1606	0.1929	—	—	—	—

19	20	21	22	23	24	25	26
berechnete Daten						Anmerkung (Das in der fünften Vertical-Colonne in Millimetermaass ein- gestellte h ist in die Formeln in Metermaass, z. B. $h=0.750$ einzusetzen)	Bezugsquellen
Veränderlicher Coëff. $\frac{Q_0}{Q_1} = \frac{Q_2}{Q_1} = \frac{Q_3}{Q_1}$ $v = \frac{Q_0}{Q_1}$	ad Höchstwassermenge			Q_4 ist gegen Q_1			
	Der nach Tab. II zu wählende Coëff. c_h	Der nach Tab. III zu wählende Modul m	Q_4 (in m^3) $c_h \times m \times h \times F$	größer	kleiner		
—	0.185	3.226	3112	—	11.1	Nach Lauterburg beträgt $Q_4 = 20.2 m^3$.	Die Eisenbahn 1876. Ztschr. f. Bauw. 1872 u. „Consequen- zen eines 1868 Hochw.“ von Wey. Deutsche Bauztg. 1883 u. Denkschrift über den Abfluss des Bodensees von Legler 1862.
—	0.185	3.142	3461	—	1.5	Q_4 nach der Weissbach'schen Formel berechnet.	
—	0.160	3.090	3728	—	3.7	$c_m = 0.597$ nach Lauterburg's Angaben.	
—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	ad Posten 65—71. Die Eisenbahn 1879.
—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	Grösste Abflussmengen nach Bürkli- Ziegler 1883.
—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	
0.271	0.500	6.830	792	?	—	Kleines „v“ entspricht der hohen Kategorie. Nach „Die Eisenbahn“ ex 1876 soll $Q_4 = 1000 m^3$ betragen haben. Es ist möglich, dass für diese Flussgebiete die c_h zu gross und die Kategorien zu klein — oder auch umgekehrt gewählt wurden. Dies ändert aber das gegenseitige Verhältniss dieser Flussgebiete nicht bedeutend, indem für diese Gebiete eine und dieselbe Kategorie $\left(\frac{II + III}{2}\right)$ belassen wurde und der Coëfficient c mit der Zunahme des F jedenfalls nicht wesentlich abnimmt. Durchfließt einen See und scheint der Boden durchlassend zu zu sein; daher eine so kleine Höchstwassermenge (wenn sie richtig ist). Kat. II probeweise.	Die Eisenbahn 1878, Schweiz. Bau- zeitung 1884, II. Bd. und Technische Mittheilungen 1880, Heft 14.
—	0.215	8.15	90.4	—	4.8	Die Kategorie nach den Posten 73—78 angenommen.	
—	0.215	7.50	151	7.1	—	Q_4 jedenfalls in Folge des See-Einflusses so gering. — Retention unbekannt.	
—	0.178	7.10	214	—	3.1	Wenig durchlassender Thonboden; wenig bewaldet.	
—	0.178	7.05	223	—	7.1	—	Techn. Mittheilungen 1880, Heft 14.
—	0.178	6.70	305	—	5.3	—	
—	0.145	6.25	353	—	8.1	—	
—	0.082	7.85	35.4	—	—	—	
—	0.119	7.55	66.5	—	2.2	—	Lauterburg 1871 (bereits öfters citirte Quellen). Allgem. Bauztg. 1872. Lauterburg 1871 (wie oben).
—	—	—	—	—	—	—	
—	0.190	4.59	1071	7.1	—	—	
—	0.118	3.59	736	8.9	—	—	
—	0.070	5.840	383	1.32	—	Mit Rücksicht auf die durchlassende Juraformation Kat. I, welche für das ganze Aare-Gebiet beibehalten wird. ad Post 84. Dem Brückenprojecte wurde $Q_4 = 503 m^3$ zu Grunde gelegt. Die eingeklammerten Q_4 sind berechnete Werthe. Einfluss des Brienzersees, daher kleines q_4 . Einfluss des Brienzer- und Thunersees, daher q_4 noch kleiner.	Angaben Lauterburg's v. J. 1871; die hydrolog. Karte der Schweiz; Experten- Gutachten über die Jura- Gewässer-Correction v. J. 1863. Die Jura-Gewässer-Correction von La Nicca 1842; die Correction der Wildbäche, Reisebericht von A. Hess; Hannover 1876. Gutachten, betreffend die Aare- Correction von La Nicca, Bern 1876.
—	0.070	5.575	426	—	4.91	—	
—	—	—	—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	
—	0.127	7.43	127	1.8	—	Wegen kleinem F neigt zu Kat. II.	—
—	—	—	—	—	—	See-Einfluss, daher q_4 klein; dasselbe nimmt aber schon zu in dem Maasse, als sich der See-Einfluss verliert.	
—	0.072	7.31	60	4.3	—	Zufolge des kleinen F neigt zu Kat. II.	
—	0.070	3.30	1051	—	—	Analog der Bemerkung unter Post 89. — Hiernach würde die See-Retention $1051 - 820 =$ rund $230 m^3$ betragen, was wohl möglich ist, wenn erwogen wird, dass die Retention des kleineren Wallensees (nach den „Hydrologischen Mittheilungen über die Linth-Correction“ von Legler, 1868) $310 m^3$ betragen soll; die Retention ist übrigens auch von der vorhandenen Wassermenge abhängig. Liegt theilweise im Alluvium; der Einfluss der Juraformation scheint sich zu verlieren. Von den $1569 m^3$ entfallen auf die See-Retention nach Post 91 ca. $230 m^3$, wonach die Differenz zwischen Q_4 und Q_1 $1569 -$ $-(1220 + 230) = 119 m^3$ oder 9.75% von 1220 betragen würde. Juraformation. Hiernach würden auf die Retention der vor Büren neu hinzu- kommenden Seen (der Seitenzufüsse) $2226 - (1606 + 230) = 390 m^3$ entfallen, was insoferne glaublich erscheint, als diese Seen (Neuchä- teler, Bieler und Murtensee zusammen) die früher erwähnten (Brienzer- und Thunersee) an Fläche mehr als um das Zweifache übersteigen.	
—	0.120	3.560	997	—	—	—	
—	0.070	3.123	1569	9.75	?	—	
—	0.055	6.935	84	—	9.1	—	
—	0.070	3.054	2226	—	—	—	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlagsgebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik c_m	Mittlerer Jahres-Niederschlag h in mm	Die nach der Bodendurchlässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten							Nach Formeln						
						Mittlerer Jahres-Abfluss		Niedrigst- u. Normal-Wassermengen			Gewöhnliche Hochwassermenge Q_3	Höchstwassermengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m = 0.08171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal-Wassermengen				
						Q'_m (in m^3) $0.0371 \times c_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss-Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c'_m					Im Ganzen Q_4	pro $1 km^2$ $\frac{Q_4}{F} = q_4$		$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$		
								Q_0	Q_1	Q_2									
In Kubik-Metern (m^3)																			
96	Gross-Emmen bei Emmenholz	1100	0.55	1250	I	—	—	—	—	—	—	104	(395)	0.3590	—	—	—		
97	Aare bei Aarau	10818	0.60	1205	I	—	—	—	—	—	—	1010	1464?	0.1306	—	—	—		
98	" " Brugg	11617	0.60	1205	I	—	—	—	—	—	—	1028	1875	0.1614	—	—	—		
99	Reuss bei Andermatt	163	—	1933	—	—	—	—	—	—	—	45	—	—	—	—	—		
100	" bis Mündung	3411	—	1494	—	—	—	—	—	—	—	466	—	—	—	—	—		
101	Glarner Linth	595	0.65	2000	I	—	—	—	—	—	—	—	351	0.5930	—	—	—		
	Wildbäche in der Gegend von Zürich																		
102	Hinterbach	0.34	0.65	circa 1050	IV	—	—	—	—	—	—	—	2.9	8.53	—	—	—		
103	Hödelibach	0.65				—	—	—	—	—	—	—	4.1	5.50	—	—	—	—	—
104	Wolfbach bei Zürich	1.00				—	—	—	—	—	—	—	7.0	7.00	—	—	—	—	—
105	Dorfbach bei Küssnacht	12				—	—	—	—	—	—	—	46.5	3.88	—	—	—	—	—
106	Wildbach bei Riessbach	14				—	—	—	—	—	—	—	38.2	2.73	—	—	—		
107	Aare bei Döttingen	17587	0.55	1200	I	—	—	—	—	—	—	—	2140?	0.1217	—	—	—		
108	Aare bis Mündung	17614	0.55	1200	I	—	—	—	—	—	—	—	(3362)	0.1909	—	—	—		
109	Rhein bei Basel	35907	0.50	1230	$\frac{I+II}{2}$	—	—	—	—	—	—	—	5238	0.1460	—	—	—		
	Hievon ab die gemessene Wassermenge	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	so ergibt sich die Retention aller zum Rhein-Gebiete gehöriger Seen mit	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
110	Thur nächst Tann (Vogesen)	100	0.60	1300	II	—	—	—	—	—	—	—	160	1.600	—	—	—		
111	Wiesensfluss im Schwarzwalde	450	0.60	1300	II	—	—	—	—	—	—	—	579	1.2860	—	—	—		
112	Dreisam im Schwarzwalde	286	0.50	1200	?	—	—	—	—	—	—	—	195?	0.6818	—	—	—		
113	Rhein bei Strassburg	44180	0.45	1200	Anm.	700	—	200	—	—	—	1200	6000	0.1358	756	151	—		
	Hievon ab die See-Retention nach Post 109 mit	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	Verbleiben als Q_4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
114	Kinzig im Schwarzwalde	1022	0.55	1200	II	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
115	Murg	488	0.55	1200	II	—	—	—	—	—	—	—	811	0.793	—	—	—		
116	Rhein bei Lanterburg	50800	—	1200	—	—	—	465	?	—	—	—	432	0.890	—	—	—		
117	" " Germersheim	52480	—	1200	—	1178	—	213	850	—	—	—	4232?	—	—	—	—		
118	Steinlach (Neckarufluss)	138	0.60	850	II	17	0.50	0.50	—	—	—	—	148	1.051	2.23	0.45	—		
119	Neckar bei Heidelberg	13804	0.55	820	II	—	—	87	—	—	—	—	4750	0.344	197.3	39.5	—		

19	20	21	22	23	24	25	26
berechnete Daten				Q_4 ist gegen Q'_4		Anmerkung (Das in der fünften Vertical-Colonne in Millimetermaass eingestellte h ist in die Formeln in Metermaass, z. B. $h = 0.750$ einzusetzen)	Bezugsquellen
Veränderlicher Coëff. $v = \frac{Q'_0}{Q_0} = \frac{Q'_1}{Q_1} = \frac{Q'_2}{Q_2}$	ad Höchstwassermenge						
	Der nach Tab. II zu wählende Coëff. c_h	Der nach Tab. III zu wählende Modul m	Q_4 (in m^3) $c_h \times m \times h \times F$	größer	kleiner		
—	0.055	4.607	348	—	11.8	Da in der Strecke zwischen Büren und Aarau keine neuen Seen hinzukommen, so ist nicht einzusehen, weshalb Q'_4 bei Aarau kleiner sein sollte, als bei Büren. Nimmt man an, dass der relative Abfluss q'_4 da und dort gleich ist, d. i. sieht man von der Verminderung des Moduls „ m “ im Hinblick auf den geringen Unterschied der beiden Niederschlagsgebiete ab, so würde Q'_4 der Post 97 nach der Post 95, $10818 \times 0.1929 = 2087 m^3$ betragen. Schlägt man zu $Q'_4 = 1875$ die Retention der oberhalb Brugg vorhandenen Seen nach Vorstehendem mit $230 + 390 = 620$ dazu, so ergibt sich für Brugg $Q_4 = 1875 + 620 = 2495 m^3$, wonach die Differenz zwischen dem diesfälligen Formelwerthe pro $2520 m^3$, bloß $25 m^3$ oder 1% betragen würde.	Angaben Lauterburg's v. J. 1871; die hydrolog. Karte der Schweiz; Experten-Gutachten über die Jura-Gewässer-Correction v. J. 1863. Die Jura-Gewässer-Correction von La Nicca 1842; die Correction der Wildbäche, Reisebericht von A. Hess; Hannover 1876. Gutachten, betreffend die Aare-Correction von La Nicca, Bern 1876.
—	0.060	3.008	2371	—	—		
—	0.060	3.000	2520	siehe Anmerkung		Das bloß nach 2 ombrometrischen Stationen ermittelte $h = 2000$ dürfte zu gross sein.	Gutachten von La Nicca 1876.
—	—	—	—	—	—		
—	—	—	—	—	—	Dürften keine absoluten Maxima sein, was schon daraus hervorgeht, dass Q'_4 der Post 106 kleiner ist, als jenes der Post 105, trotzdem die Niederschlagsgebiete sich umgekehrt verhalten. Kommen viele neue Seen hinzu. Differenz gegen die von Lauterburg berechnete Wassermenge. Nach Post 61 gehört das Rheingebiet bis zur Tardisbrücke zur Kat. II, welche auch für den übrigen Theil des Rheingebietes bis Basel — jedoch mit Ausnahme des zur I. Kat. gehörigen Aare-Gebietes — angenommen wird; hiernach entfallen $35907 - 17614 = 18293 km^2$ auf die Kat. II und $17614 km^2$ auf die Kat. I oder wird für den Rhein bei Basel rund die Kat. $\frac{I + II}{2}$, daher $c_h = \frac{0.050 + 0.120}{2} = 0.085$ angenommen. Von der Gesamtretention aller Schweizerseen pro . . . 5037 m^3 entfallen auf den Bodensee allein nach Post 64 . . . 2962 „ sonach auf die übrigen Seen . . . 2075 m^3 In den Vogesen beträgt $h = 1540 mm$, wohl aber nur auf den hohen Kämmen; für die Ostseite werden daher im Mittel $1300 mm$ angenommen. Der Wiesenfluss entspringt auf dem höchsten Punkte des Schwarzwaldes. (Soll undurchlassenden Boden haben?) Im Schwarzwald beträgt $h = 1440 mm$, jedenfalls auf hohen Kämmen; für dieses Gebiet beziehungsweise Südwestseite des Schwarzwaldes wird $h = 1300 mm$ angenommen; Q'_4 soll $540 - 618 m^3$ betragen — sonach im Mittel $579 m^3$. Nach dem $q'_4 = 0.6818$ zu schliessen, dürfte $Q'_4 = 195$ kein absolutes Maximum sein oder ist etwa der Boden stark durchlassend? Nach Kat. I würde sich $Q_4 = 130.5 m^3$ ergeben. Es entfallen: Auf die Kat. I 17614 (Aare-Gebiet) oder 40 % des F , für den Rest von 60 % wird nach Vorigem, sowie im Hinblick, dass die Seitenzuflüsse unterhalb Basel zur Kat. II zu gehören scheinen, die Kat. II angenommen; sonach $c_h = 0.6 \times 0.10 + 0.4 \times 0.045 = 0.078$ als Differenz gegen $6000 m^3$. Bewaldetes, grösstentheils durchlassendes (?) Gebiet. Vergleiche Q'_4 mit Post 113 und 120. Juraformation; 31 % Wald, ziemlich durchlassender Grund, überhaupt günstige Verhältnisse; wegen kleinem F neigt sogar etwas zur Kat. III. In den nebigen Bezugsquellen wird das grösste Hochwasser des Neckars bei Heidelberg abwechselnd mit 5564, 4865, 4800 und 3767 m^3 angegeben, hiernach wurden im Mittel und rund $4800 m^3$ angenommen.	Grösste Abflussmengen nach Bürkli-Ziegler 1883. Die bei den Posten 84—100 angeführten Bezugsquellen. Lauterburg's Angaben v. J. 1871 und Ztschr. f. Bauw. 1856 u. 1881.
—	0.070	5.600	466	32.8	—		
—	0.700	10.0	2.5	—	13.8	Allgem. Bauztg. 1864.	Allgem. Bauztg. 1865 u. 1856.
—	0.700	10.0	4.78	16	—		
—	0.700	10.0	7.35	5	—	Allgem. Bauztg. 1872.	Allgem. Bauztg. 1878.
—	0.700	9.4	82.9?	—	—		
—	0.700	9.4	96.7?	—	—	Allgem. Bauztg. 1872.	Allgem. Bauztg. 1878.
—	0.055	2.935	3406	—	—		
—	0.055	2.935	3412	1.42	—	Allgem. Bauztg. 1872.	Allgem. Bauztg. 1878.
—	0.085	2.737	10275	—	—		
—	—	—	5238	—	—	Allgem. Bauztg. 1872.	Allgem. Bauztg. 1878.
—	—	—	5037	—	—		
—	0.160	7.40	154	—	3.75	Allgem. Bauztg. 1864.	Allgem. Bauztg. 1865 u. 1856.
—	0.160	6.06	567	—	2.07		
—	0.120	6.38	285	?	—	Allgem. Bauztg. 1872.	Allgem. Bauztg. 1878.
1.324	0.078	2.688	11115	—	—		
—	—	—	5037	—	—	Allgem. Bauztg. 1872.	Allgem. Bauztg. 1878.
—	—	—	6078	1.3	—		
—	0.140	4.68	804	—	0.85	Allgem. Bauztg. 1872.	Allgem. Bauztg. 1878.
—	0.140	6.04	490	13.4	—		
—	—	—	—	—	—	Allgem. Bauztg. 1872.	Allgem. Bauztg. 1878.
—	—	—	—	—	—		
1.11	0.160	7.16	134	—	9.4	Allgem. Bauztg. 1872.	Allgem. Bauztg. 1878.
0.936	0.140	3.029	4800	1.05	—		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlagsgebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik cm	Mittlerer Jahres-Niederschlag h in mm	Die nach der Bodendurchlässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten						Nach Formeln					
						Q_m (in m^3) $= 0.43171 \times c_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss-Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c_m	Niedrigst- u. Normal-Wassermengen			Gewöhnliche Hochwassermenge Q_3	Höchstwassermengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m = 0.03171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal-Wassermengen		
								Q_0	Q_1	Q_2		Im Ganzen Q_4	pro $1 km^2$ $\frac{Q_4}{F} = q_4$		$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$
In Kubik-Metern (m^3)																	
120	Rhein bei Mannheim Hievon ab die See-Retention nach Post 109 und bezw. 113 mit Verbleiben als Q_4	67500	0.45	1000	Anm.	M. W. ? 1546?	—	—	—	—	—	7728	0.1145	—	—	—	—
121	Rhein bei Worms	67900	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6182?	—	—	—	—	—
122	Rother Main bei Neuenreuth	61.4	0.45	800	Anm.	—	—	—	—	—	—	60.6	0.9867	—	—	—	—
123	" " " Neunkirchen	162.5	0.45	800	"	—	—	—	—	—	—	151	0.9292	—	—	—	—
124	Main bei Schweinfurth	13500	0.40	720	"	—	—	—	—	—	—	2000	0.1481	123	—	37.0	—
125	" " Frankfurt	27500	0.37	700	"	—	—	—	—	—	—	3400	0.1235	223	—	89.2	—
126	" bis Mündung	30250	0.37	700	"	—	—	—	—	—	—	3800	0.1256	—	—	—	—
127	Nahe bei Hopstetten	230	0.47	800?	$\frac{II + III}{2}$	—	—	—	—	—	—	174	0.7577	—	—	—	—
128	" " Nohbollenbach	606	0.47	800?		—	—	—	—	—	—	409	0.6753	—	—	—	—
129	" " Kreuznach	3028	0.42	750	—	—	—	—	—	—	—	1065	0.3519	—	—	—	—
130	Rhein ober der Mosel-Mündung	114486	—	932	—	—	—	—	—	550?	—	4660?	0.0407?	—	—	—	—
131	Mosel bei Ars	7570	0.30	700?	$\frac{II + III}{2}$	—	—	—	—	—	—	1052	0.1389	—	—	—	—
132	Saar bei Saarbrücken	2210	0.30	700?	"	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
133	Mosel bei Siereck ohne Saar und Sauer	11600	0.30	700?	"	—	—	—	—	—	—	2000	0.1724	—	—	—	—
134	Mosel bei Conz nächst Trier	23402	0.35	750?	II	—	—	—	—	—	—	4637?	0.1981?	—	—	—	—
135	" " Cochem	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2500?	—	—	—	—	—
136	" " Coblenz	29500	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
137	Ruhr bis Mündung	4300	0.45	750	$\frac{II + III}{2}$	—	—	—	—	—	—	1400	0.3255	46	9.2	—	—
138	Lippe unter Neuhaus	1156	0.40	738	I	—	—	—	—	—	—	140?	0.1211	10.8	2.2	—	—
139	" " Benninghausen	1884	0.40	738	I	25.8	0.5852	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
140	" " Lünen	2803	0.35	738	I	28.96	0.4419	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
141	Rhein im Gebiete der Niederlande Hievon ab die Retention der Schweizerseen nach Post 109, 113 und 120 mit Verbleiben als Q_4	215000	0.35	870	Anm.	2000	0.3372	—	—	—	—	6000	9000	0.0419	2076	415	—
VI. Mittelwerthe für westphälische Flüsse nach Michaelis.																	
142	für $k =$		50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
143			100	—	—	—	—	—	—	—	—	11.0	0.2200	—	—	—	—
144			150	—	—	—	—	—	—	—	—	21.25	0.2125	—	—	—	—
145			200	—	—	—	—	—	—	—	—	30.67	0.2045	—	—	—	—
146			250	—	—	—	—	—	—	—	—	39.20	0.1960	—	—	—	—
147			300	—	—	—	—	—	—	—	—	47.60	0.1904	—	—	—	—
148			400	0.25	—	—	—	—	—	—	—	54.90	0.1830	—	—	—	—
149			500	bis	738	II	—	0.394	—	—	—	68.80	0.1720	Nach dem Verhältnisse 0.25 : 0.394, wäre $v =$			
150			750	0.30	—	—	—	—	—	—	—	81.00	0.1620				
151			1000	—	—	—	—	—	—	—	—	106.50	0.1420				
152			1500	—	—	—	—	—	—	—	—	135.00	0.1350				
153			2000	—	—	—	—	—	—	—	—	198.00	0.1320				
154			2500	—	—	—	—	—	—	—	—	258.00	0.1290				
155			3000	—	—	—	—	—	—	—	—	315.0	0.1260				
155			3000	—	—	—	—	—	—	—	—	369.0	0.1230				
VII. Ems-Gebiet.																	
156	Haase bei Osnabrück	363.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	84.7	0.2331	—	—	—	—
157	" " Eversberg	424	0.275	738	II	—	—	—	—	—	—	99.7	0.2351	—	—	—	—
158	" " Bramsche	743	—	—	—	—	—	—	—	—	—	169.5	0.2280	—	—	—	—

19	20	21	22	23	24	25	26
berechnete Daten						Anmerkung (Das in der fünften Vertical-Colonne in Millimetermaass ein- gestellte h ist in die Formeln in Metermaass, z. B. $h = 0.750$ einzusetzen)	Bezugsquellen
Veränderlicher Coëff. $\frac{Q_0}{Q_0} = \frac{Q_1}{Q_1} = \frac{Q_2}{Q_2}$ $v = \frac{Q_0}{Q_0}$	ad Höchstwassermenge			Q_4 ist gegen Q_4'			
	Der nach Tab. II zu wählende Coëff. c_h	Der nach Tab. III zu wählende Modul m	Q_4 (in m^3) $= c_h \times m \times h \times F$	größer	kleiner		
—	0.080	2.391	12911	—	—	Von F entfallen: 17600 km^2 (Aare-Gebiet) oder 26% der Kat. I und der Rest pro 74%, nach Vorigem, und weil die zwischen Basel und Mannheim bestehenden Zuflüsse zur Kat. II gehören, zu dieser letzteren Kategorie sonach $c_h = 0.26 \times 0.045 + 0.74 \times 0.1 = 0.0857$; da eine bedeutende Fläche der Niederung hinzukommt, welche in dem auf 0.45 abgerundeten c_h vielleicht nicht berücksichtigt erscheint, so wird $c_h =$ rund 0.080 angenommen. (Bei Verwendung des ganzen Coëfficienten $c_h = 0.0857$ würde sich die Differenz des Q_4 gegen Q_4' mit ca. 14% ergeben.)	Allgem. Bauztg. 1871.
—	—	—	5037	—	—	Cultivirtes, zum Theile bewaldetes Land; diese kleinen F wären für normale Verhältnisse nach Kat. III zu behandeln; mit Rücksicht jedoch auf das Obige wird Kat. III nur zu $\frac{2}{3}$ und der Rest $\frac{1}{3}$ nach Kat. II angenommen, wonach $c_h = \frac{2}{3} \times 0.190 + \frac{1}{3} \times 0.10 = 0.160$.	Allgem. Bauztg. 1872. Ztschr. f. Baukunde 1882; Deutsche Bauztg. 1878; Centralblatt f. Bauverw. 1883.
—	—	—	7874	1.86	—		
—	—	—	—	—	—		
—	0.160	7.75	60.9	—	—	Ungefähr $\frac{1}{3}$ (Alluvium) Kat. I und $\frac{2}{3}$ Kat. II.	Ztschr. f. Bauw. 1862.
—	0.160	7.05	147.7	—	2.65		
1.218	0.068	2.979	1969	—	1.55	Schiefergebirge, Kohlen, Melaphyr mit dicker Erdschichte be- deckt; geringe Durchlässigkeit, schnell verlaufende Hochwässer. Vergleiche mit Post 109, 113 und 120.	Civil-Ingenieur 1879. Ztschr. f. Bauw. 1874.
1.046	0.063	2.828	3429	0.9	—		
—	0.063	2.798	3733	—	1.7	Das Moselgebiet enthält meistens Kalk und Sandsteine, ausserdem Granit, Gneiss und Quarz etc. Die Bodenerhebung nimmt zu, daher auch c_m von 0.30 auf 0.35 erhöht wurde. Q_4' der Post 134 dürfte zu gross, jenes der Post 135 dagegen zu klein sein.	Ztschr. f. Bauw. 1863.
—	0.150	6.77	187	7.5	—		
—	0.150	5.60	407	—	—	Grösstentheils undurchlassender, lehmiger Boden; neigt mehr zu Kat. III.	Wochenschr. f. Arch. u. Ing. 1881.
—	0.124	3.345	942	—	11.5		
—	0.077	3.070	1252	19.0	—	Das Moselgebiet enthält meistens Kalk und Sandsteine, ausserdem Granit, Gneiss und Quarz etc. Die Bodenerhebung nimmt zu, daher auch c_m von 0.30 auf 0.35 erhöht wurde. Q_4' der Post 134 dürfte zu gross, jenes der Post 135 dagegen zu klein sein.	Ztschr. f. Bauw. 1863.
—	0.077	3.707	442	—	—		
—	0.077	3.0 0	1876	—	6.2	Die Bodenerhebung nimmt zu, daher auch c_m von 0.30 auf 0.35 erhöht wurde. Q_4' der Post 134 dürfte zu gross, jenes der Post 135 dagegen zu klein sein.	Ztschr. f. Bauw. 1863.
—	0.070	2.872	3528	—	—		
—	—	—	—	—	—	Das Moselgebiet enthält meistens Kalk und Sandsteine, ausserdem Granit, Gneiss und Quarz etc. Die Bodenerhebung nimmt zu, daher auch c_m von 0.30 auf 0.35 erhöht wurde. Q_4' der Post 134 dürfte zu gross, jenes der Post 135 dagegen zu klein sein.	Ztschr. f. Bauw. 1863.
—	—	—	—	—	—		
1.00	0.145	3.220	1505	7.5	—	Der Boden durchlassend; beträchtliche Wassermengen bleiben in den zerklüfteten Felsen und Thälern der Alme zurück; das abnorme grosse „v“ dürfte auf unterirdische Zuflüsse zurückzuführen sein. v ermittelt nach dem Verhältniss 0.40:0.5852 und 0.35:0.4419.	Ztschr. f. Bauw. 1856.
4.21	0.040	4.556	155	10.7	—		
1.41	—	—	—	—	—	Vom gesammten F entfallen ca. $\frac{1}{3}$ auf die Kat. I und $\frac{2}{3}$ auf Kat. II, sonach $c_h = \frac{0.035 + 2 \times 0.070}{3} = 0.0583$; c_m nach $c'm$ abgerundet auf 0.35; bei so grossen Flussgebieten kann $c'm = c_m$ gesetzt werden. Das (grosse) $v = 4.82$ ist hier einerseits durch die Grösse des F , andererseits durch die See-Einflüsse bedingt.	Ztschr. f. Bauw. 1856.
1.47	—	—	—	—	—		
4.82	0.0583	1.245	13577	—	—	Beobachtungsergebnisse aus der 15jährigen Periode 1866—1880; die Q_4 wurden nach den von Herrn Michaëlis angegebenen q_4 berechnet.	Ztschr. f. Bauw. 1883.
—	—	—	5037	—	—		
—	—	—	8540	—	5.1	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. f. Bauw. 1883.
1.576	0.040	7.95	11.73	6.63	—		
—	—	7.40	21.85	2.82	—	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. f. Bauw. 1883.
—	—	7.10	31.44	2.51	—		
—	—	6.87	40.57	3.50	—	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. f. Bauw. 1883.
—	—	6.70	49.43	3.84	—		
—	—	6.55	58.01	5.66	—	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. f. Bauw. 1883.
—	—	6.22	73.44	6.74	—		
—	—	5.90	87.08	7.50	—	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. f. Bauw. 1883.
—	—	5.23	115.79	8.72	—		
—	—	4.70	138.74	2.77	—	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. f. Bauw. 1883.
—	—	4.233	187.42	—	5.34		
—	—	3.775	222.88	—	13.61	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. f. Bauw. 1883.
—	—	3.613	266.65	—	15.53		
—	—	3.450	305.54	—	17.20	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. f. Bauw. 1883.
—	—	—	—	—	—		
—	0.050	6.33	84.9	—	—	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereines von Hannover 1859. (Lahmayer.)
—	—	6.14	96.0	—	3.71		
—	—	5.24	143.5	—	15.3	Der wirkliche Jahresabfluss-Coëfficient $c_m = 0.394$ ist hier nur in Folge der besonders gleichmässigen, durch das Seeklima bedingten Regenvertheilung (170 Regentage im Jahre) so bedeutend. Nach der Configuration des Terrains kann demselben die Charakteristik von höchstens $c_m = 0.30$ beigelegt werden. Nachdem die Verhältnisse hinsichtlich der Berücksichtigung der Bodenerhebung als normale aufgefasst werden können, so kommt hier die Kat. II in Anwendung, welche Frage übrigens hier von untergeordneter Bedeutung ist, da wir für diese Mittelwerthe den Coëfficienten $c_h = 0.04$ als Mittelwerth direct annehmen.	Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereines von Hannover 1859. (Lahmayer.)
—	—	—	—	—	—		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlags- gebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik c_m	Mittlerer Jahres-Nieder- schlag h in mm	Die nach der Bodendurch- lässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten							Nach Formeln				
						Mittlerer Jahres-Abfluss		Niedrigst- u. Normal- Wassermengen		Gewöhnliche Hoch- wassermenge Q_3	Höchstwasser- mengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m =$ $0.03171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal- Wassermengen			
						Q'_m (in m^3) $= 0.03171 \times c'_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss- Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c'_m	Q'_0	Q'_1		Q'_2	Im Ganzen Q'_4		pro $1 km^2$ $\frac{Q'_4}{F} = q'_4$	$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$
In Kubik-Metern (m^3)																	
159	Ems unterh. d. Mehlinger Wehrs	3865	0.25	738	II	—	—	4.44	—	—	—	747.7?	0.1934?	22.6	4.5	—	—
160	" " d. Haase-Mündung	4912	0.25	738	II	—	—	6.80	—	—	—	922.1?	0.1877?	28.7	5.74	—	—
161	Haase vor der Mündung in die Ems	3133	0.22	738	—	—	—	3.24	—	—	—	—	—	16.13	3.24	—	—
162	Ems bei Greven	2824	0.25	738	—	—	0.3557	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
163	Ems unter der Haase-Mündung	8045	0.20	738	—	—		—	10.04	—	—	—	—	—	37.6	7.52	—
VIII. Weser-Gebiet.																	
164	Werra bei Münden	5176	0.45	700	II	—	—	6.2	11.9	—	—	982	0.1897	51.7	10.34	20.7	—
165	Fulda " "	7709	0.38	660	II	—	—	—	14.1?	—	—	1246	0.1616	61.3	—	26.3	—
166	Weser " "	12885	0.40	680	II	—	—	—	27.0	—	—	1994	0.1501	111.1	—	44.4	—
167	Weser bei Hörter	16130	0.40	680	II	—	—	—	—	—	—	3090?	0.1915?	—	—	—	—
168	" unter Hammeln	17455	0.40	680	II	—	—	—	32.9?	—	—	2741?	0.1571?	—	—	—	—
169	" bei Minden	19007	0.40	680	II	1.7	0.347	30	—	—	—	3240	0.1704	164	32.8	—	—
170	" Niemburg	21530	0.37	680	II	—	—	40.4	—	—	—	—	—	171	34.2	—	—
171	" unter Hoya	23512	0.35	680	II	—	—	47.05	—	—	—	—	—	177.5	35.5	—	—
Aller-Gebiet.																	
172	Oker bis Eisenb. Vineburg-Goslar	115	0.50	1200	II	—	—	—	—	—	—	1.5	1.0869	—	—	—	—
173	Fuhse bei Celle	1184	0.32	738	II	—	—	—	—	—	—	256.7	0.2168	—	—	—	—
174	Leine bei Göttingen	611	0.40	700	II	—	—	—	—	—	—	207	0.3386	—	—	—	—
175	" Boverden	727	0.40	700	II	—	—	—	—	—	—	231	0.3171	—	—	—	—
176	" ob. der Rhume-Mündung	841	0.40	700	II	—	—	—	—	—	—	264	0.3000	7.82	1.56	—	—
177	Rhume ober Nordheim	1030	0.40	700	II	—	—	2.09	—	—	—	289	0.2807	9.14	1.82	Seeklima	—
178	Leine unt. der Rhume-Mündung	1911	0.40	700	II	—	—	4.06?	—	—	—	520	0.2720	—	—	—	—
179	" bei Salzderhelden	2371	0.40	700	II	—	—	6.16?	—	—	—	536	0.2703	—	—	—	—
180	" Grossfreden	3090	0.40	700	II	—	—	—	—	—	—	717	0.2320	—	—	—	—
181	" ob. der Innerste-Mündung	3672	0.40	700	II	—	—	7.33	—	—	—	723	0.1968	32.5	6.5	—	—
182	Innerste bei Ruth-Saarstadt	1228	0.40	700	II	—	—	3.09?	—	—	—	334	0.2720	10.9	2.2	—	—
183	Leine unt. d. Innerste-Mündung	4900	0.40	700	II	—	—	10.42	—	—	—	910	0.1857	43.5	8.7	Seeklima	—
184	" bei Letter in Hannover	5418	0.38	700	II	—	—	—	—	—	—	997	0.1840	—	—	—	—
185	" Herrenhausen	5463	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1236	—	—	—	—	—
186	Aller bei Verden	16189	0.27	738	II	—	—	25.8	—	—	—	1595	0.0985	102	20.4	—	—
187	Weser unter der Aller-Mündung	39700	—	—	—	—	—	72.87	—	—	—	5060	—	268	53.6	—	—
	" bei Bremen	40000	—	710	—	300	—	—	—	—	—	3670	—	—	—	—	—
	" " "	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3150	—	—	—	—	—
	" " "	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Nied.-W	—	—	—	—	—	—
	" " " im Mittel	40000	0.30	710	II	—	—	—	—	—	150	4875	—	270	—	116	—
												4200	0.1050	—	—	—	—
IX. Elbe-Gebiet.																	
188	Elbe bei Pödebrad ca.	9000	0.40	732	—	—	—	14.5	—	—	—	—	—	83.5	16.7	—	—
189	Moldau bei der Tenfelsmaner	940	0.55	1000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	16.4	—	—	11.5
190	Moldau bei Prag	27500	0.30	500	I + II	—	—	—	—	8.715?	—	—	—	—	—	—	—
191	Assigbach bei Komotan	13	0.40	738/13	II	—	—	—	44.5	—	—	1560	0.0569	130.8	—	52.3	—
192	Elbe bei Tetschen	50988	—	626	—	—	0.25—0.27	47	—	—	—	10	0.0555	—	—	—	—
193	" " Herrnkretsch	51266	—	626	—	—	—	—	—	—	—	2677	0.1216	406	81.2	—	—
												4500	0.087	—	—	—	—
	Im Mittel	51127	0.40	626	Anm.	—	—	—	—	—	—	5350	—	—	—	—	—
194	Elbe in der unt. sächs. Strecke	—	—	—	—	—	—	52	—	—	—	—	—	—	—	—	—
195	Elbe bei Torgau	57012	—	688	—	330	0.266	57.8	90	—	1.555	—	—	—	—	—	—
	" " "	—	—	654	—	—	—	—	—	—	—	4400	0.0772	—	—	—	—
	" " " (nach Möllendorf)	—	—	716	—	—	—	—	110.5	—	—	—	—	—	—	—	—
	Elbe bei Torgau im Mittel	57012	0.40	686	Anm.	—	—	58	—	—	—	4400+	—	496	99	—	—

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlagsgebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik c_m	Mittlerer Jahres-Niederschlag h in mm	Die nach der Bodendurchlässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten						Nach Formeln					
						Mittlerer Jahres-Abfluss		Niedrigst- u. Normal-Wassermengen		Gewöhnliche Hochwassermenge Q_3	Höchstwassermengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m = 0.03171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal-Wassermengen			
						Q'_m (in m^3) $0.0371 \times c'_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss-Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c'_m	Q_0	Q_1		Q_2	Im Ganzen Q'_4		pro $1 km^2$ $\frac{Q'_4}{F} = q'_4$	$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$
In Kubik-Metern (m^3)																	
196	Elbe bei Barby	74007	0.375	680	0.13 II + 0.82 I	410	0.257	102?			—	—	4500?	0.0608	—	—	—
197	„ „ Magdeburg	90500	0.35	680	0.15 II + 0.85 I	—	—	—	—	—	—	4638	0.0512	—	—	—	—
198	Spree bei Berlin	9500	0.35	600	—	42.5	—	—	13	—	—	162	0.0171	63.3	12.7	—	—
199	Elbe bei Wittenberge	116600	0.35	630	0.11 II + 0.89 I	—	—	—	—	—	—	4947?	0.0424	—	—	—	—
200	„ „ ober der Jetze-Mündung	120808	0.34	625	—	—	—	—	215	—	—	—	—	814	162	—	—
201	Jetze bei Hitzacker	1531	0.20	600	—	—	—	—	2.09?	—	—	—	—	5.82	1.16	—	—
202	Elbe unter der Jetze-Mündung	122339	0.32	620	—	—	—	—	216.8?	—	—	—	—	770?	154?	—	—
203	„ „ ober der Sude-Mündung	122520	0.32	620	—	—	—	—	233.4?	—	—	—	—	771	154	—	—
204	Sude bis Mündung	2819	0.2	600	—	—	—	—	3.12?	—	—	—	—	10.7	2.14	—	—
205	Elbe unter der Sude-Mündung	125340	0.30	615	0.11 II + 0.91 I	—	—	—	236.5?	—	—	4660?	0.0372	733?	147?	—	—
206	„ „ bei Altengamm	157400	0.30	600	I	—	—	—	447.4?	—	3676	—	—	898	—	359	—
207	Ilmenau bei Lüneburg	1410	0.30	593?	II	—	—	—	7.2	—	—	261?	0.1848	—	—	—	—
208	„ „ Bardowick	1637	0.30	593?	II	—	0.325	6.36?	—	—	—	224	0.1366	8.23	1.85	—	—
X. Oder-Gebiet.																	
209	Oder bei Oppeln	—	—	—	—	110.225	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		10875	—	652	—	—	0.456	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			649	—	—	105.7	0.4587	10.05	—	—	—	1546	—	—	—	—	—
	Im Mittel	10875	0.45	650	$\frac{I + II}{2}$	108	0.457	10.05	—	—	—	1546	0.1422	101	20.2	—	—
Flüsse der Oberlausitz.																	
210	Pleissenitz bei Herrnhut	58	0.55	—	—	—	—	—	—	—	—	384?	6.620	—	—	—	—
211	„ „ „ $F =$	201	0.55	—	—	—	—	—	—	—	—	1530?	7.620	—	—	—	—

Bemerkung des Gefertigten zu den Posten 210 und 211. Sind bei der Berechnung dieser Hochwassermengen keine Fehler unterlaufen, so hätte man Ardèche-Flusses (Post 53) weit übersteigen würde. Die Bemerkung des Verfassers, nach dem gegebenen Falles auch mit wirklichen secundlichen Wassermengen zu thun habe? stände den Weg momentan versperren, sich hinter den so entstandenen Wehren im Bachbette nicht die der Secunde, sondern mehreren Secunden entsprechende Zufluss nicht in die Combination gezogen werden, weshalb wir in der Voraussetzung, dass hier Bildung unberücksichtigt lassen mussten. In dem dem obigen unmittelbar benachbarten

212	Wittich	308	0.50	750?	III	—	—	—	—	—	—	420	1.3636	—	—	—	—
213	Neisse bei Hirschfelde	946	0.50	750?	$\frac{II + III}{2}$	—	—	—	—	—	—	520	0.5500	—	—	—	—
214	Oder bei Steinau	29000	0.35	610	0.21 II + 0.81 I	136	0.2380	22.5	—	—	—	1875	0.0634	196.3	39.3	—	—
215	Warte bis Posen	24000	0.27	550	II	—	—	—	—	—	—	1639	0.0683	—	—	—	—
216	„ „ Schwerin	30500	0.26	550	II	—	—	—	—	—	—	1902	0.0623	—	—	—	—
217	„ „ zur Mündung in die Oder	55283	0.25	550	I u. II	190	0.198	76.2	—	—	—	—	—	240.8	48.2	—	—
218	Oder unter der Wartemündung	99273	0.26	550	Anm.	410	0.2000	145	—	—	—	3862	0.0389	450	90	—	—

19	20	21	22	23	24	25	26
berechnete Daten				Q_4 ist gegen Q'_4		Anmerkung (Das in der fünften Vertical-Colonne in Millimetermaass eingestellte h ist in die Formeln in Metermaass, z. B. $h = 0.750$ einzusetzen)	Bezugsquellen
Veränderlicher Coëff. $\frac{Q'_0}{Q_0} = \frac{Q'_1}{Q_1} = \frac{Q'_2}{Q_2}$ $v = \frac{Q'_0}{Q_0}$	ad Höchstwassermenge						
	Der nach Tab. II zu wählende Coëff. c_h	Der nach Tab. III zu wählende Modul m	Q_4 (in m^3) $c_h \times m \times h \times F$	größer	kleiner		
—	0.045	2.323	5260	—	—	NB. Die Bildung der Differenzprocente bei so ungleichmässigen Q'_4 unsicher; wir rechnen daher die Q_4 für einzelne Flussstellen nur um den Vergleich im Allgemeinen anzustellen. Durch viele Teiche regulirter Wasserabfluss.	Civ.-Ing. 1879. Ztschr. f. Bauw. 1859.
—	0.040	2.150	5292	—	—		Centralblatt f. Bauverw. 1881.
1.03	—	—	—	—	—		Ztschr. f. Bauw. 1859.
—	0.039	1.942	5525	—	—		
1.328	—	—	—	—	—		
1.80?	—	—	—	—	—	Die Bedeutung der Niederwässer ist fraglich; dieselben wurden als Q_0 angenommen; im Mittel geht hieraus $v = \text{ca. } 1.50$ hervor.	
1.40?	—	—	—	—	—		
1.51	—	—	—	—	—	Seeklima (gleichmässige Regenvertheilung, grosses v). Diese Hochwassermenge (4660 m^3) wird selbst in der Bezugsquelle als viel zu gering bezeichnet.	Ztschr. d. Arch- u. Ing.-Ver., Hannover 1859. (Lahmayer.)
1.45	—	—	—	—	—	Die beiden letzten Formelwerthe sind auch unwahrscheinlich; offenbar zu klein — man hat aber unter diesen confusen Daten absolut keinen Anhaltspunkt.	dto. 1882.
1.60	0.034	1.887	4946?	—	—	Q'_0 ist auch nach Lahmayer zu gross. (Fehler wegen Mühlen-einwirkung.) Sehr genaue Beobachtungen vom J. 1848—73 (Pralle) normale Verhältnisse.	dto. 1859.
1.25	0.030	1.670	4731?	—	—	NB. Q_0 auffallend gross; vielleicht unterirdische Zuflüsse?	dto. 1867.
—	0.055	4.32	199	—	—		
3.43!	0.055	4.11	219	—	2.2		
—	—	—	—	—	—	Nach Beobachtungen vom J. 1810—54. Die untere Oder fliesst in mehr sandigem Terrain als die Elbe. Die obere Oder dürfte auch einen etwas mehr durchlassenden Boden als die Elbe aufweisen; es kommen aber auch hier theilweise weniger durchlassende Bodenarten (Steinkohlenformation — thonige Erdarten) vor, weshalb hier die Kat. $\frac{I + II}{2}$ angenommen wird.	Civil-Ing. 1861. Ztschr. f. Bauw. 1874. Die Wasserabnahme etc. von Sasse 1880.
0.498	0.0725	3.008	1544	—	—		
—	—	—	—	—	—	Nach Wolkenbrüchen vom 14. Juni 1880 berechnete Wassermengen; der Berechnung lagen ausgemessene Querprofile und das dem Hange der Thalsohle gleich angenommene Gefälle, bei Benützung der Harder'schen Geschwindigkeitsformel, zu Grunde; bei $F = 201 \text{ km}^2$ wurde Q'_4 an einer Stelle mit 1710 m^3 von einer anderen mit 1351 m^3 (Mittel 1530 m^3) ermittelt. Der Verfasser des betreffenden Aufsatzes (Schubert) ist der Ansicht, dass die Geschwindigkeit in Wirklichkeit noch grösser war, als sie nach der Formel (mit $v = 2.98 \text{ m}$) sich ergab. „Die Wogen kamen in terrassenförmigen Absätzen.“	
—	—	—	—	—	—		
hier mit Katastrophenmengen zu thun, deren Intensität selbst die ohnehin schon unglaubliche des welcher die Wogen in terrassenförmigen Absätzen kamen“, ruft indessen das Bedenken hervor, ob man Es kommt nämlich bei Gebirgswässern auch vor, dass dieselben sich durch angeschwemmte Gegen- momentan aufstauen, welche Wehre erst nach der Zunahme des Wasserdruckes weichen, wo dann aber menge zur secundlichen Abflussmenge wird; derartige Wassermengen können aber selbstverständlich Aehnliches stattgefunden haben dürfte, diese sonst beispiellosen Wassermengen bei der Coëfficienten- Gebiete wurden gleichzeitig folgende Wassermassen constatirt.							Centralblatt f. Bauverw. 1881.
—	0.225	6.52	390	—	7.14	Grösstentheils Kreideformation, also mittlere (stellenweise undurchlassender Thon) Verhältnisse.	
—	0.172	4.80	587	12.7	—		
0.578	0.042	2.807	2086	11.3	—	Das Odergebiet unterhalb Oppeln gehört jedenfalls zur Kat. I; hiernach kommen für das Odergebiet bis Oppeln zu nehmen: $\frac{10875}{2} \text{ km}^2$ nach Kat. II, der Rest von 29000 — $\frac{10875}{2}$ dagegen nach Kat. I, woraus für c_h bis 20% der Kat. II und 80% der Kat. I entfallen, sonach $c_h = 0.2 \times 0.070 + 0.8 \times 0.035 = 0.042$. Die Bodenart des Warthegebietes bis Schwerin dürfte jener des unteren Weichselgebietes (vide Abschnitt XI) gleich sein; daher Kat. II; erst unterhalb Schwerin kommt die der Oder-Niederung entsprechende durchlassendere Bodenart mehr zur Geltung. Ad Post 218. c_m ca. 29000 km^2 mit $c_m = 0.35$. 55233 km^2 mit $c_m = 0.20$, der Rest zwischen Steinau und Warthe-Mündung, d. i. ca. 15000 km^2 mit $c_m = 0.3$, sonach im Mittel $c_m = \frac{29000 \times 0.35 + 55233 \times 0.2 + 15040 \times 0.3}{99273} = 0.26$; ferner entfallen ca. 36% auf Kat. II und ca. 64% auf Kat. I, somit $c_h = 0.36 \times 0.043 + 0.64 \times 0.026 = 0.032$.	Civ.-Ing. 1879.
—	0.045	2.876	1708	4.2	—		Wochenblatt f. Arch. und Ing. 1880.
—	0.042	2.796	1970	3.5	—		Civil-Ing. 1879.
1.58	—	—	—	—	—		dto.
1.61	0.032	2.059	3597	—	6.9		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlagsgebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik und Terrain-Charakteristik c_m	Mittlerer Jahres-Niederschlag h in mm	Die nach der Bodendurchlässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten							Nach Formeln				
						Q_m (in m^3) $0.377 \times c_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss-Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c'_m	Niedrigst- u. Normal-Wassermengen			Gewöhnliche Hochwassermenge Q'_3	Höchstwassermengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m = 0.03171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal-Wassermengen		
								Q'_0	Q'_1	Q'_2		Im Ganzen Q'_4	pro $1 km^2$ $\frac{Q'_4}{F} = q'_4$		$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$
In Kubik-Metern (m^3)																	
XI. Weichsel-Gebiet.																	
219	Weichsel bei Krakau	8230	0.45	8.0	II + III	—	—	44	—	—	—	—	3120	0.3791	94	40.4	—
220	Wilga bei Krakau	135	0.40	630	III	—	—	—	—	—	—	—	96	0.7111	—	—	—
221	Strug bei Rzeszów	580	0.32	620	II	—	—	—	—	—	—	—	1.0	0.2070	—	—	—
222	San bei Przemyśl	3675	0.52	900	III	—	—	—	Nullw. ? ca. 30	—	—	—	2625	0.7142	54.5	—	21.8
223	Weichsel bis Wieprz-Mündung	57600	0.30	640	II	—	—	—	—	—	—	—	4952	0.0860	—	—	—
224	" " Pilica-Mündung	67700			II	—	—	—	—	—	—	—	5564	0.0800	—	—	—
225	" " Narew-Mündung	81300			II	—	—	—	—	—	—	—	5972	0.0735	—	—	—
226	" " russisch - preuss. Grenze	156600			II	—	—	—	—	—	—	—	7962	0.0508	—	—	—
227	Brahe bei Bromberg	4250	0.20	600	I	—	—	—	—	—	—	—	139	0.0327	—	—	—
228	Weichsel bei der Montaur-spitze	174164	0.27	630	II	—	0.270	272	—	—	—	—	8337	0.0479	940	188	—
229	Weichsel bis Mündung	181708	0.27	630	II	—	0.270	344?	—	—	—	—	8600	0.0473	980	196	—
230	XII. Pregel bei Tapiau . .	11010	0.40	609	II	—	0.2661	—	—	—	—	—	1794	0.1629	—	—	—
231	XIII. Memel bei Tilsit . .	100000	0.25	620	II	600	0.350	85	168	360	1360	5000	0.0500	491.5	98.3	—	—
XIV. Etsch-Gebiet.																	
232	Etsch ober der Eisack-Mündung	2860	0.65	circa 1000	sehr variabel	—	—	—	Winterwasserst.	—	—	—	995.4	0.3480	—	—	—
233	" " " Noce-Mündung	6940	0.65	1000	" "	—	—	—	50	—	—	—	1100	0.1585	143	57.2	—
234	" " " dem Avisiobache	8727	0.65	1000	" "	—	—	—	65	—	—	—	1350	0.1547	180	72.0	—
235	" " bis zum Tersina - Wildbache	9699	0.65	1000	" "	—	—	—	85	—	—	—	1600	0.1650	197	78.8	—
236	Etsch bis zum Rossbache . . .	9941	0.65	1000	" "	—	—	—	95	—	—	—	1700	0.1710	205	82.0	—
237	" " " Lenobache	9987	0.65	1000	" "	—	—	—	105	—	—	—	1800	0.1802	206	82.4	—
238	" " Landesgrenze	10450	0.65	1000	" "	—	—	—	115	—	—	—	2000	0.1914	215	86.0	—

19	20	21	22	23	24	25	26
berechnete Daten				Q_4 ist gegen Q'_4		Anmerkung (Das in der fünften Vertical-Colonne in Millimetermaass eingestellte h ist in die Formeln in Metermaass, z. B. $h = 0.750$ einzusetzen)	Bezugsquellen
Veränderlicher Coëff. $\frac{Q_0}{Q_1} = \frac{Q'_1}{Q_2}$ $v = \frac{Q_0}{Q_1}$	ad Höchswassermenge		Q_4 (in m^3) $\frac{Q_1}{c_h} \times m \times h \times F$	um %			
	Der nach Tab. II zu wählende Coëff. c_h	Der nach Tab. III zu wählende Modul m		größer	kleiner		
1.170	0.145	3.055	2917	—	6.5	Grösstentheils Eocen-Formation (Thon- und Lettenlager) sonst Kreide-Formation und Alluvium; etwa zur Hälfte mittlerer, zur Hälfte undurchlassender Boden; $h = 800$ nach Sonklar.	Nach amtlichen Quellen.
—	0.155	7.19	95	—	1.0	Flache Hügeln — angeblich stark durchlassender Boden? Trotzdem erscheint hier die Wahl der Kat. II begründet, weil dieselbe dem Weichselgebiete überhaupt zukommt. (Kat. I bezieht sich auf noch durchlassendere Formationen, z. B. der Jurakalk, welcher hier nicht vorkommt.)	dto.
—	0.060	5.66	112	—	6.6		Wochenschr. d. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886. (Oelwein)
?	0.251	3.315	2750	4.8	—	Eocen-Formation. h nach Sonklar.	Amtl. Quellen.
—	0.055	2.500	5069	2.36	—	Nach Zeitschrift für Bauwesen 1855 bestehen die Ufer der unteren Weichsel theils aus festem Schlickboden, theils aus einem Gemenge von Schlick und Sand, theils aus Sand.	Protokolle der internationalen Commission v. J. 1881.
—	0.055	2.368	5643	1.42	—		
—	0.055	2.240	6410	7.33	—	Hier nach wäre insbesondere die Post II und zum Theile auch die Kat. I vertreten; da wir nun im oberen Weichselgebiete auch die Kat. III finden, so erscheint es begründet, die Verhältnisse der unteren Weichsel als normale (gemischte Bodenarten) aufzufassen und daher überhaupt die Kat. II anzuwenden.	
—	0.049	1.682	7745	—	2.72	Jedenfalls ein stark durchlassender Boden.	Ztschr. f. Bauw. 1855.
—	0.017	3.225	139.8	—	—	Bodenkat. II wie für Posten 223—226 beibehalten.	Civil-Ing. 1879 (Gräve).
1.447	0.049	1.544	8301	—	0.43		Ztschr. f. Bauw. 1862 (Hagen).
1.755	0.049	1.487	8341	—	3.03		
—	0.082	3.006	1652	—	7.8	Die Seitenzuflüsse meistentheils bis 100 Fuss tief in das Terrain eingeschnitten; das Grundbett moorig.	Ztschr. f. Bauw. 1867.
$v_0 = 0.367$	0.040	2.050	5084	1.70	—	Dieser Fluss verhält sich daher hinsichtlich der Hochwässer wie ein steiles Hügelland, daher c_h im Minimum = 0.40. $Q_4 = 5000 m^3$ ist das Mittel aus den in nebigen Bezugsquellen gefundenen Angaben, wo dasselbe abwechselnd mit 4946, 5142 und mit 4301 m^3 angeführt wird. Das Gebiet (Tiefeland) besteht aus Sand, Lehm und Torf. (Das relativ geringe v auffallend und höchstens durch die Retentionskraft der Torflager erklärlich, welche den Wasserabfluss zu Gunsten der Verdunstung vermindert.)	Ztschr. f. Baukunde 1861 u. 1878. Civ.-Ing. 1879 u. Deutsche Bauztg. 1875.
—	—	—	—	—	—	Diese für ein Hochgebirge so geringen „Höchstwassermengen“ erscheinen insbesondere bei der Etschstrecke oberhalb der Noce-Mündung wenig glaubwürdig, da hier krystallinische Formationen vorherrschen, welche in der Regel undurchlassende Bodenarten bilden, beziehungsweise grosse Hochwassermengen bedingen. Die Zunahme der relativen Höchstwassermengen mit dem Wachsen des Niederschlagsgebietes deutet umso sicherer auf das Vorhandensein retentionsfähiger Flussstrecken (Sümpfe), als die Etsch unterhalb der Noce-Mündung aus der krystallinischen in die Juraformation und überhaupt in durchlassenderes Terrain tritt, daher schon aus diesem Grunde die Abnahme der relativen Höchstwassermengen (unter normalen Verhältnissen) aufweisen sollte.	Technischer Bericht über die am Etschflusse von Masetto bis Nomi vorzunehmenden Correctionen 1877 und Technischer Bericht über die Etschregulirung von der Passer bis zur Eisack, Wien 1874. (Vereinsbibliothek.)
0.874	—	—	—	—	—		
0.903	—	—	—	—	—		
1.078	—	—	—	—	—		
1.158	—	—	—	—	—		
1.274	—	—	—	—	—		
1.302	—	—	—	—	—	Dass die nebigen Höchstwassermengen übrigens nicht richtig sein können, ergibt sich schon daraus, dass hiernach die Etsch oberhalb der Noce-Mündung bloß um 80 m^3 , d. i. um 7.8 % mehr führen soll, als die Noce selbst (Post 243), trotzdem das Gebiet der letzteren nur ca. $\frac{1}{3}$ jenes der Etsch oberhalb der Noce-Mündung beträgt und trotzdem die geologischen und ombrometrischen Verhältnisse dieser beiden Flussgebiete von einander jedenfalls nicht wesentlich differiren.	
						Wären übrigens die beiden unter den Posten 232 und 243 angeführten Q_4 richtig, so wäre in der Etsch unter der Noce-Mündung ein $Q_4 = 1100 + 1020 = 2020 m^3$ (ohne Rücksicht auf das Verhältniss „ m “) nicht aber 1350 m^3 zu erwarten, wie es sub Post 233 heisst.	
						Diese Beispiele wurden hier bloß deswegen bezogen, um hiemit anzudeuten, dass die Zusammenstellung ähnlicher vieler Daten jedenfalls Kriterien an die Hand gibt, welche die Beurtheilung des Werthes einzelner Erhebungsergebnisse — wie im vorliegenden Falle — ermöglichen.	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlagsgebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik c_m	Mittlerer Jahres-Niederschlag h in mm	Die nach der Bodendurchlässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten								Nach Formeln			
						Mittlerer Jahres-Abfluss Q_m (in m^3) $0.0371 \times c'_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss-Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c'_m	Niedrigst- u. Normal-Wassermengen			Gewöhnliche Hochwassermenge Q_3	Höchstwasser-mengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m = 0.03171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal-Wassermengen		
								Q_0	Q_1	Q_2		Im Ganzen Q_4	pro $1 km^2$ $\frac{Q_4}{F} = q_4$		$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$
In Kubik-Metern (m^3)																	
Zuflüsse der Etsch.																	
239	Alabach	74.8	0.60	970	II	—	—	—	—	—	—	80?	1.069?	—	—	—	—
240	Lenobach	178.4	0.6	980	$\frac{I + II}{2}$	—	—	—	—	—	—	110	0.6166	—	—	—	—
241	Tersina-Wildbach	242	0.6	984	$\frac{II + III}{2}$	—	—	—	—	—	—	440	1.8204	—	—	—	—
242	Avisiobach	972.5	0.6	1000	II	—	—	—	—	—	—	820	0.8432	—	—	—	—
243	Noce	1422	0.6	1000	II	—	—	—	—	—	—	1020	0.7175	—	—	—	—
XV. Donau-Gebiet																	
244	Iller bei Kempten	950	0.55	1350	II	M.W. Stand	Nullwasser	—	9.5	—	—	770	0.8105	22.4	—	8.96	—
245	„ bis Mündung	2200	0.45	1060	II	60	—	—	15	—	700	—	—	33.1	—	13.24	—
246	Donau vor der Iller-Mündung	5378	0.45	730	$\frac{I + II}{2}$	70	—	—	17	—	750	—	—	56.0	—	22.4	—
247	Isar bei Grosshesselohe	3300	0.55	1150	$\frac{I + 3 II}{4}$	95	—	—	35?	—	—	1450	—	66.1	—	26.4	—
248	„ „ München	3340	0.55	1150	„	96	—	—	41.5	—	—	1500	0.4491	70.0	—	28	—
249	Abfluss nach einem Gewitter bei München	2	0.30	1000	(800)	—	—	—	—	—	—	4.8	2.40	—	—	—	—
250	Inn bei Zernetz	1200	0.65	1074	IV	37	—	—	11?	—	210	(632)	0.5266	—	—	—	—
251	„ „ Reisach	9837	0.65	1000	—	374	—	—	70	—	1328	—	—	202.7	—	81.1	—
Chiemsee-Gebiet.																	
252	Die grosse Aachen	4343	0.45	813	I	54.1	0.4832	—	24.6	26.5?	104	415?	0.0956	50.3	—	20.1	—
253	Prien	87.2	0.45	813	$\frac{I}{2}$	1.052	0.4688	—	0.48	0.52?	2.03	8.08?	0.0927	1.01	—	0.404	—
254	Inn bei Simbach	26045	0.5	1000	$\frac{I + II}{2}$	—	—	—	—	—	—	geschätzt auf 6000	0.2304	—	—	—	—
255	Donau bei Linz	79200	0.36	830	0.61 0.411	—	—	—	—	—	—	7935	0.1000	—	—	—	—
256	„ „ Wien	97920	0.36	830	„	—	—	Nach Frauenholz 1411?	—	—	—	7953?	—	—	—	—	—
257	Wienfluss bei Mariabrunn	216	0.50	(742)	$\frac{III + IV}{2}$	—	—	Nach Alzinger & Grave 0.051	—	—	—	583	2.699	2.538	0.508	—	—
	„ in Wien	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	647	3.000	—	—	—	—
	„ „ „	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	497	2.300	—	—	—	—
	„ „ „	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	266?	1.231	—	—	—	—
258	March bei Napagedl	7808	0.35	560	$\frac{2 I + II}{3}$	—	—	4.751	—	—	—	539	0.0690	45.4	9.1	—	—
259	„ „ Marchegg	26325	0.35	540	„	—	—	14.11	—	—	—	1752	0.0665	157.8	31.6	—	—
260	Waag nächst Tornocz	11600	0.45	760	„	—	—	Nullw. 31.4?	—	—	—	1360	0.1172	—	—	—	—
261	Gran vor der Mündung	5550	0.40	730	II	—	—	28.7	—	—	—	75.7	0.1364	—	—	—	—
262	Eypel vor der Mündung	5970	0.40	650	II	—	—	7.6	—	—	—	880	0.1474	—	—	—	—

19	20	21	22	23	24	25	26
berechnete Daten				Q_4 ist gegen Q'_4		Anmerkung (Das in der fünften Vertical-Colonne in Millimetermaass eingestellte h ist in die Formeln in Metermaass, z. B. $h = 0.750$ einzusetzen)	Bezugsquellen
Veränderlicher Coëff. $\gamma = \frac{Q'_0}{Q_0} = \frac{Q'_1}{Q_1} = \frac{Q'_2}{Q_2}$	ad Höchswassermenge						
	Der nach Tab. II zu wählende Coëff. c_h	Der nach Tab. III zu wählende Modul m	Q_4 (in m^3) $c_h \times m \times h \times F$	größer	kleiner		
—	0.160	7.55	87.5	9.3	—	Die Kat. II wurde hier in der Voraussetzung gewählt, dass der Boden durchlassend ist, was aber fraglich ist. (Wahrscheinlich Porphy-Formation.)	Technischer Bericht über die am Etschflusse von Masetto bis Nomi vorzunehmenden Correctionen 1877 und Technischer Bericht über die Etschregulirung von der Passer bis zur Eisack, Wien 1874. (Vereinsbibliothek.)
—	0.110	6.96	134	22	—	Jura-Formation; gut bewaldet.	
—	0.260	6.70	417	—	5.2	Theils Porphyre — theils Trias (lehmig); wenig durchlassend.	
—	0.160	4.75	739	—	10.0	Porphyre, Quarzporphyre; sonst günstige Verhältnisse.	
—	0.160	4.30	978	—	4.0	Theils krystallinische, theils Jura-Formation, daher Kat. II. NB. Diese unter den Posten 239–243 angeführten Q_4 , welche bloß vergleichsweise (durch die Wahl der Terrainkategorien) mit der Formel in Einklang gebracht wurden, scheinen nach den bei anderweitigen Wildbächen gemachten Erfahrungen überhaupt zu gering zu sein.	
1.060	0.160	4.80	862	12	—		Frauenholz „Das Wasser etc.“ 1881. Deutsche Bauztg. 1884. dto. Allgem. Bauztg. 1859. Frauenholz „Das Wasser etc.“ 1881. Technische Mitth. (Bürkli, Ziegler) 1880, H. 14. Nach Berechnung von Lauterburg. Hydrologische Untersuchungen von Schmidt 1884.
1.132	—	—	—	—	—		
0.759	—	—	—	—	—	Grösstentheils durchlassender Grund (kleines γ).	
1.324	—	—	—	—	—		
1.482	0.119	3.360	1536	2.4	—	Circa $\frac{1}{4}$ Alluvium, durchlassend, $\frac{3}{4}$ mittlere Verhältnisse.	
—	0.300	10.0	6.0	24.4	—	Auffallend geringes Q'_4 , Gletschergebiet.	Die Senkung des Chiemseespiegels 1868. Ztschr. d. Bayr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1872 und Hydrolog. Untersuchungen von Schmidt 1884.
—	—	—	—	—	—		
0.863?	—	—	—	—	—		
1.223	0.045	3.28	521	25.5	—	Sandiges, durchlassendes Terrain.	
1.188	0.022	7.43	11.5	42	—	Dolomit-Gebirge, Ausnahmefall; selbst Kat. $\frac{I}{2}$ noch zu gross. Die Retention des Chiemsees beträgt 270 m^3 . In der oberen Strecke schwacher Abfluss; die Zuflüsse theilweise durch Seen regulirt; ca. $\frac{1}{3}$ F' im Alluvium, daher rund Kat. $\frac{I+II}{2}$	
—	0.085	2.844	6296	4.9	—	Q'_4 nach Kutter gerechnet; 1 Profil v. J. 1850 ergab 8190.5 m^3 das 2. „ „ „ 1877 „ 7679.9 „ im Mittel 7935 m^3 Vom Niederschlagsgebiete entfallen (schätzungsweise) ca. 60 % auf die Kat. I mit $c_m =$ ca. 0.27 und 40 % auf Kat. II mit $c_m =$ ca. 0.5, wonach c_m im Mittel = 0.36.	Experten-Commission (Bautechn. 1883). dto. für ein anderes „n“ Vom Stadtbauamte berechnet. Bericht über die Regulirung der March von J. v. Podhagsky 1877. dto. Allg. Bauztg. 1871.
—	0.051	2.268	7604	—	4.17	Beim Mittelwasserstande beträgt nach Harlachner $Q = 3624$. Werden dieselben Verhältnisse wie für Linz angenommen. Das Hochwasser vom Jahre 1830 soll (nach der Eytelwein'schen Formel) auf 7953 m^3 berechnet worden sein.	
—	0.051	2.072	8588	—	—	Q'_0 jedenfalls auch deshalb so gering, weil sich viel Wasser im Schotterbette verliert; übrigens ist ein Theil des Wassers bei der Messung entwichen. Für Q_4 wurde $h = 1$ angenommen. Das Gebiet gut bewaldet, aber äusserst undurchlassend.	
0.100	0.362	6.82	533	—	—	Mittel aus 15 Profilen, nach Kutter; die geringste Wassermenge differirte hiebei von der grössten (beide als Höchswässer gedacht) um 300 %.	
—	—	—	—	—	—	Grösstentheils (mit ca. $\frac{2}{3}$ angenommen) durchlassender Boden, $\frac{1}{3}$ normal.	
—	—	—	—	—	—	Bei Nichtberücksichtigung der neu hinzukommenden weniger durchlassenden Theile des Flussgebietes.	
—	0.063	3.000	1666	22.5	—	Die Bodenkategorie ungefähr nach der geolog. Karte von Hauer abgeschätzt.	
—	0.082	3.114	1034	36.6	—	Q'_4 nach Eytelwein berechnet. dto.	
—	0.082	3.104	988	12.3	—		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Post-Nummer	Flussgebiete	Fläche des Niederschlagsgebietes F in km^2	Jahres-Abfluss-Coefficient und Terrain-Charakteristik c_m	Mittlerer Jahres-Niederschlag h in mm	Die nach der Bodendurchlässigkeit, Vegetation etc. wechselnde Kategorie	Den Bezugsquellen entnommene Daten						Nach Formeln					
						Mittlerer Jahres-Abfluss		Niedrigst- u. Normal-Wassermengen			Gewöhnliche Hochwassermenge Q_3	Höchstwassermengen		Mittlere theoret. Wassermenge $Q_m = 0.08171 \times c_m \times h \times F$	Niedrigst- und Normal-Wassermengen		
						Q_m (in m^3) $0.0371 \times c_m \times h \times F$	Wirklicher Abfluss-Coefficient pro $1 km^2$ u. Secunde c_m	Q_0	Q_1	Q_2		Im Ganzen Q_4	pro $1 km^2$ $\frac{Q_4}{F} = q_4$		$Q_0 = 0.2 \times Q_m$	$Q_1 = 0.4 \times Q_m$	$Q_2 = 0.7 \times Q_m$
In Kubik-Metern (m^3)																	
263	Tenfelsgraben bei Budapest	20	0.50?	1.0	IV	—	—	—	—	—	—	90	4.50	—	—	—	—
264	Donau	170000	0.36	750	wie Post 25	2076?	0.512?	700	1172?	1582	—	13646?	0.0824	1455	291	—	—
Bemerkung zu den Posten 255, 256 und 264. In derselben Weise, wie es unwahrscheinlich ist, dass die Höchstwassermenge der Donau zwischen ergiessen, erscheint es auch kaum glaublich, dass die Höchstwassermenge zwischen Wien und zeitig nahezu dieselbe Wassermenge der Donau zuführen, welche dieser Fluss bei Wien aufweist?																	
Theiss-Gebiet.																	
265	Theiss unter Tisza-Ujlak	12460	0.45	820	I	—	—	—	—	—	—	1280	0.1027	—	—	—	—
266	Szamos	18970	0.35	650	I	—	—	—	—	—	—	1125	0.0593	—	—	—	—
267	Theiss ober Tokaj	34260	0.40	710	I	—	—	—	—	—	—	2400	0.0700	—	—	—	—
268	" " Csongrad	79500	0.30	660	I	—	—	—	—	—	—	3400	0.0428	—	—	—	—
269	" " Szegedin	134500	0.25	635	I	—	—	—	—	—	—	3656	0.0272	—	—	—	—
270	" " Mündung	149600	0.25	630	I	—	—	—	—	—	—	3970	0.0265	—	—	—	—
271	Mur bei Graz	7648	0.60	880	I?	—	—	—	—	—	—	1088	0.1435	—	—	—	—
272	Lessach im Gailthale	337	0.65	1400	II	—	—	—	—	—	—	614	1.8181	—	—	—	—
Save-Gebiet.																	
Zuflüsse am linken Ufer.																	
273	Kobiljak	28.5	0.35	920	II	—	—	—	—	—	—	5.1	0.180	?	—	—	—
274	Zelina	243	0.35	920	I	—	—	—	—	—	—	20.4	0.084		—	—	—
275	Lonja (bewaldet)	461	0.35	920	I	—	—	—	—	—	—	37.5	0.0812		—	—	—
276	Casma	2414	0.35	920	I	—	—	—	—	—	—	172	0.0711	—	—	—	—
Zuflüsse am rechten Ufer.																	
277	Lomnica	182.5	0.35	920	I	—	—	—	—	—	—	17.3	0.095	?	—	—	—
278	Poscenjak	39.6	0.35	920	II	—	—	—	—	—	—	6.5	0.164		—	—	—
279	Buna	52.5	0.35	920	II	—	—	—	—	—	—	8.0	0.152		—	—	—
280	Koravec	30.2	0.35	920	II	—	—	—	—	—	—	5.6	0.184	—	—	—	—
281	Lekenik	9.5	0.35	920	II	—	—	—	—	—	—	3.9	0.412	—	—	—	—
282	Cretes	28.5	0.35	920	II	—	—	—	—	—	—	5.7	0.200	—	—	—	—
283	Save ober der Kulpa-Mündung	12890	0.50	1290	?	381	—	?	126	—	—	—	—	263	105.2	—	—
284	" " Unna-Mündung	23721	0.45	1190	I?	568	—	—	189	—	—	947	—	403	161.2	—	—
285	" unterh. d. Unna-Mündung	32852	0.40	1180	—	631	—	—	253	—	—	1579	—	492	197	—	—
286	" " Drina-Mündung	78000	0.30	1100	—	1119	—	—	706	—	—	2526	—	816	326	—	—
XVI. Danester-Gebiet.																	
287	Dombrowkabach bei Sambor	13	0.45	750	IV	—	—	—	—	—	—	38	2.923	—	—	—	—
288	Dniester bei Sambor	880	0.50	726	$\frac{II + III}{2}$	—	—	—	—	—	—	500	0.5681	—	—	—	—
Nachtrag ad XI.																	
289	Wislok bis Iakrzynia	550	0.55	800	III	—	—	—	—	—	—	700	—	—	—	—	—

19	20	21	22	23	24	25	26
berechnete Daten				Q_4 ist gegen Q'_4		Anmerkung (Das in der fünften Vertical-Colonne in Millimetermaass eingestellte h ist in die Formeln in Metermaass, z. B. $h = 0.750$ einzusetzen)	Bezugsquellen
Veränderlicher Coëff. $\frac{Q'_0}{Q_0} = \frac{Q'_1}{Q_1} = \frac{Q'_2}{Q_2}$ $v =$	ad Höchstwassermenge						
	Der nach Tab. II zu wählende Coëff. c_h	Der nach Tab. III zu wählende Modul m	Q_4 (in m^3) $c_h \times m \times h \times F$	größer	kleiner		
— 2.40	0.500 0.051	9.0 1.575	90 10240	— 25	—	Die Kategorie und beziehungsweise c_h werden wie für Linz und Wien angenommen.	Technische Mitth. v. J. 1880, Heft 14. Nach einer Wassermengen-Curve von Vasarhelyi, die sogar 16375 m^3 aufwies, später aber auf 13646 corrigirt wurde.
Linz und Wien blos um 7953 — 7935 = um 18 m^3 zunehmen sollte, indem ja in dieser Strecke bedeutende Gebirgsflüsse sich in die Donau Budapest nahezu auf das Doppelte sich steigern sollte. Können etwa die Flüsse, als: die March, Fischa, Raba, Waag, Gran und Eypel gleich-							
—	0.045	2.991	1375	7.4	—	$c_h = \frac{0.4 + 0.2}{2} = 0.3.$	Die Theissüberschwemmungen etc. von H. Overmars 1879 und Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880.
—	0.035	2.920	1261	12.1	—		
—	0.040	2.755	2680	11.7	—		
—	0.030	2.265	3565	4.86	—		
—	0.025	1.826	3899	6.65	—	h nach Sonklar. Dieser Fluss wurde versuchsweise, d. i. unter Voraussetzung einer besonders üppigen Vegetation im Niederschlagsgebiete und der mittleren Bodenverhältnisse in die Kat. I eingestellt, mit welcher derselbe dem Q_4 nach, auch ziemlich übereinstimmen würde. Der Formelwerth erscheint jedoch insoferne fraglich, als das Niederschlagsgebiet nach Angabe des Prof. Heine ein undurchlassendes sein soll. Neigt zur Kat. III wegen kleinem F .	Wochenschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884.
—	0.025	1.726	4067	2.44	—		
—	0.060	3.068	1168	—	—		
—	0.185	6.42	560	—	8.8		
—	0.070	8.6	15.8	210	—	Grösstentheils durchlassende Formationen; viel Diluvialschotter und Alluvium. — Trotzdem können diese Daten unmöglich die wirklichen Höchstwassermengen darstellen, welcher diese Bäche noch fähig wären. Uebrigens kommt in der Bezugsquelle eine Bemerkung vor, wonach während der 15jährigen Periode, welcher diese Beobachtungen entsprechen, ausserordentliche Niederschläge nicht eingetreten sind.	Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883.
—	0.035	6.7	52	155	—		
—	0.035	6.1	90	140	—		
—	0.035	3.645	283	64.5	—		
—	0.035	7.02	41.2	80	—	Die Wassermengen Q'_3 beziehen sich auf einen Wasserstand, welcher unter den höchsten bekannten v. J. 1787 — 0.79 m — fiel.	Die Melioration der Save-Niederung, Denkschrift v. Payer & Brindl, 1878.
—	0.070	8.23	21	223	—		
—	0.070	7.95	26.8	235	—		
—	0.070	8.50	16.5	195	—		
—	0.070	9.50	5.8	487	—	Die Kat. III wie für die obere Weichsel und den oberen San angenommen. Dieselbe scheint überhaupt allen Karpathenflüssen am besten zu entsprechen.	Wochenschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. Nr. 5, ex 1884. Nach einem Regulierungsprojecte.
—	0.070	8.60	16	180	—		
1.198	0.050	2.986	2482	—	—		
1.172	0.045	2.949	3746	—	—		
1.284	0.040	2.770	4295	—	—	In der früheren Abhandlung bezogen.	Nach einem Meliorations-Projecte neuesten Datums.
2.165	0.030	2.281	5871	—	—		
—	0.45	9.35	41	7.9	—		
—	0.182	4.94	574	14.8	—		
—	0.290	5.75	733	4.7	—		

Bei einem solchen Gebiete nun können wir gelten lassen, dass daselbst die grössten Hochwässer nach den grössten und ungünstigst vertheilten Landregen oder nach einem plötzlichen Thauwetter platzgreifen werden, welche Umstände jedoch wieder derart veränderlich sind, dass ihre präcisere Vorausbestimmung gleichfalls zu den Unmöglichkeiten gehört.

Um aber diesen Factor dennoch nicht gänzlich aus der Hand zu lassen, benützen wir die der Erfahrung entnommene Thatsache, dass die Dauer der ausgiebigsten Landregen oder des intensiven Thauwetters sich in der Regel auf wenige Tage und fast nie über einen Monat erstreckt; trifft Derartiges hin und wieder zu, so hat man dann gewöhnlich mit relativ geringeren Regenmengen oder Schmelzwässern zu thun.

Ob dann die grössten Niederschläge oder ihre mittelbaren Producte in diesen oder jenen Theil des betreffenden Monates fallen, bleibt sich für unsere Zwecke gleich und ändert im Grossen und Ganzen eben so wenig an der Thatsache, dass die grössten Hochwässer in jenen Monaten stattfinden, oder auf jene Monate nach kürzerer oder längerer Zeit folgen, welche die grössten Niederschlagssummen aufweisen.

Der Vergleich der grössten Monatsregenmengen mit den dazu gehörigen mittleren Jahresregenmengen ergibt aber, dass die ersteren im grossen Durchschnitte ca. 25%, in einzelnen Fällen bis 40% der letzteren — und selbst darüber betragen, wobei diese höchsten Percentsätze sowohl im Gebirge, wo die Jahresregenmengen ihre Maxima erreichen, als auch im Flachlande, welches in der Regel die Minimalregenmengen aufweist, vorkommen.

Der Unterschied zwischen Gebirge und Flachland scheint in dieser Beziehung bloss darin zu bestehen, dass die Maximalprocentsätze beim ersteren häufiger als beim letzteren auftreten.

Da nun diese grössten Procentsätze die grössten Hochwässer bedingen und das Verhältniss der Maximal-Monatsregenmenge zur mittleren Jahresregenmenge — von dem absoluten Werthe der Niederschläge und ihrer Frequenz abgesehen — in den beiden extremen Fällen sich ziemlich gleich bleibt, so ziehen wir hieraus den Schluss, dass die Hochwässer im Flachlande zwar seltener als im Gebirge vorkommen, die jährliche mittlere Regenmenge aber sowohl in diesem als auch in jenem Falle den Maassstab für die Bemessung der Höchstwassermengen wenigstens insofern abgibt, dass wir nach Einführung derselben in die Berechnung der Wahrheit jedenfalls näher kommen, als dies bei Nichtberücksichtigung dieses Factors der Fall wäre. *)

Dasselbe dürfte übrigens auch bei kleinen Flussgebieten wenigstens insoferne zutreffen, als die Annahme begründet erscheint, dass auch ein kleines Gebiet zu den abnormen Localniederschlägen destomehr inclinirt, je grösser dessen mittlere Jahresmenge ist. Da aber das Verhältniss zwischen

dem die Höchstwässer veranlassenden Niederschläge und der mittleren Jahresregenmenge ohne Zweifel desto schwankender ist, je kleiner das Flussgebiet, so werden wir im Hinblick auf das Vorstehende den mittleren Jahresniederschlag bei den kleinen Gebieten bloss dann berücksichtigen, wenn er 1 m übersteigt, wogegen wir denselben in allen übrigen Fällen gleich 1 setzen oder, was nach dem Baue der Formel auf dasselbe hinauskommt, unberücksichtigt lassen werden. Wo nun die Grenze liegt, von welcher an h unter allen Umständen zumindest $= 1$ zu setzen wäre, könnte auch nur auf Grund einer entsprechend grossen Anzahl der Erhebungsergebnisse annähernd beurtheilt werden. Solcher, auf kleine Gebiete Bezug nehmenden Resultate haben wir jedoch eine sehr beschränkte Anzahl, weshalb wir zur Ausfüllung dieser Lücke die folgende Betrachtung anstellen.

Nachdem die mittlere Jahresregenmenge im Gebirge fast immer 1 m übersteigt, so verliert diese Frage für das Gebirgs-Terrain ohnehin an Bedeutung; was aber das Hügelland (in welchem die mittleren Jahresregenmengen gegen 1 m auch nicht sehr erheblich differiren) und das Flachland betrifft, glauben wir, auf Grund der mit den diesfälligen concreten Fällen angestellten Vergleiche, annehmen zu dürfen, dass von dem Niederschlagsgebiete an, welches ca. 200 bis 300 km² beträgt, schon das den ombrometrischen Beobachtungen entsprechende h , mag es sodann auch kleiner als 1 m sein, in die Berechnung einzuführen wäre.

Hiernach, sowie in Erwägung, dass die drei vorstehend besprochenen Momente, namentlich die Fläche des Niederschlagsgebietes F , die mittlere jährliche Regenmenge h und der noch nicht näher bekannte Modul m , welcher das Maass des Schwindens der Abflussintensität beim wachsenden F ausdrücken soll, noch bei Weitem nicht alle — aber unserem Dafürhalten nach doch wenigstens die wichtigsten — Bedingungen des secundlichen Höchstwasserabflusses fixiren, stellen wir für den letzteren die Relation auf:

$$5) \quad \dots \dots \dots Q_4 = c_h \cdot m \cdot h F^*)$$

in welcher der Coëfficient c_h allen jenen Einflüssen Rechnung tragen soll, welche in m , h und F nicht inbegriffen sind.

Hiezu gehören die Configuration des Terrains (bezw. das relative Gefälle des Flusslaufes, welches beispielsweise nach einer künstlich bewirkten Abkürzung desselben grösser wird, wo dann der Werth c_h entsprechend wächst), die Bodenart, Vegetation, Verdunstung u. dergl., von welchen Einflüssen wir aber bloss den ersterwähnten verhältnissmässig genauer fixiren können, wogegen alle sonstigen der fallweisen Abschätzung überlassen werden müssen.

Bei dem Umstande, als die vier erwähnten Bedingungen des Höchstwasserabflusses in diesem gemeinschaftlich zum Ausdrucke gelangen, ist die näherungsweise Herauslösung eines jeden derselben bloss durch den Vergleich möglichst vieler Erhebungsergebnisse erzielbar, in welcher Beziehung der folgende Weg eingeschlagen wurde.

Um den Einfluss der Niederschlagsfläche F in der Richtung einer Coordinate als selbstständigen Factor auf-

*) Es wäre vielleicht zweckmässiger, die Maximal-Monatsniederschläge direct in Combination zu ziehen; auf diesen Versuch müssen wir jedoch verzichten, indem uns die allen Niederschlagsgebieten, welche in Tab. I behandelt werden, entsprechenden Maximal-Monatsniederschläge nicht bekannt sind.

*) F wird stets in Quadrat-Kilometern, h stets in Metern, z. B. $h = 0.785$ in die Formel eingeführt.

treten zu lassen, ihn dagegen im Sinne der zweiten für die Ermittlung der c_h und m bestimmten Coordinate zu neutralisiren und die Manipulation von h unabhängig zu machen, wurden für alle in der Tab. I angeführten Höchstwassermengen Q_4 die Werthe $\frac{Q_4}{h F}$, d. i. die auf die jährliche

Niederschlagshöhe = 1 und auf 1 km^2 des Flussgebietes bezogenen Höchstwassermengen berechnet, sodann die einzelnen F als Abscissen und die letzterwähnten dazugehörigen Werthe als Ordinaten aufgetragen, welche also die combinirte Wirkung der Einflüsse c_h und m veranschaulichten.

Die Verbindungslinie dieser Ordinaten, von denen jene, welche den in sich abgeschlossenen Flussgebieten entsprachen, auch noch besonders mit einander verbunden wurden, ergab mehr oder weniger gebrochene Curven, die aber alle das Fallen der Ordinaten im Sinne des zunehmenden F deutlich erkennen liessen.

Indem wir nun von der Annahme ausgehen mussten, dass die den Werthen des Modul m entsprechenden Ordinaten bei sonst gleichen Bedingungen und in dem von uns gesuchten grossen Durchschnitt eine continuirliche Curve bilden würden, so mussten wir die jeweiligen Abweichungen der Ordinaten von der als durchschnittliches Gefälle gedachten, durch die Windungen der gebrochenen Linien nach Augenmaass gezogenen Curve, auf Rechnung der Coefficienten c_h setzen.

Da ferner der Modul m nicht etwa eine absolute Grösse, sondern bloss eine Verhältnisszahl ist, die man auf einen beliebigen Maassstab zurückführen kann, und der relative Werth dieses Moduls mit der Abnahme des F zunimmt, so wurde jener Werth von m , welcher nach der oberwähnten verglichenen Curve dem $F = \text{ca. } 250.000 \text{ km}^2$ entsprach, der Einheit gleich gesetzt, auf welches Maass die den übrigen kleineren F zukommenden relativen Werthe dieses Moduls bezogen wurden. Der Grund dieser Annahme liegt darin, dass wir auf die Einbeziehung noch grösserer Gebiete, als das letzterwähnte, in die Wahrscheinlichkeitscalculen überhaupt nicht reflectiren können. Nachdem die Verhältnisszahlen m in der erwähnten Weise approximativ ermittelt wurden, wobei sich ergab, dass die Lage der m -Curven, je nach den sonstigen Bedingungen (c_h) des Wasserabflusses, im Ganzen bald höher bald niedriger war, und zwar erkennbar in dem Sinne, dass den grösseren Bodenerhöhungen oder der grösseren Bodendichte höher liegende und umgekehrt, den geringeren Bodenerhöhungen und grösserer Bodendurchlässigkeit niedriger liegende Curven entsprachen, wurden die den einzelnen Beobachtungsfällen zukommenden c_h unter Einführung der zugehörigen approximativen m gebildet, worauf zur Trennung der Coefficienten c_h , und zwar nach der Richtung der Bodenerhebung und der sonstigen, nur mehr summarisch berücksichtigten Einflüsse geschritten wurde.

Sodann sind Mittelwerthe aus jenen c_h gebildet worden, welche den einzelnen gleichzeitig angenommenen Terrainkategorien entsprachen, welche Mittelwerthe wieder als Fixpunkte der stets auf Grundlage der wirklichen Wassermengen Q_4 neuerlich gebildeten Werthe m benützt wurden. Diese Curven differirten von einander allerdings in Betreff

der Gesammthöhenlage, in ihrem relativen Gefälle war indessen ein merklicher Unterschied nicht zu finden. Diese gleichzeitig durch Rechnung und graphisch vorgenommene Manipulation wurde mehrere Male, und zwar in dem Sinne wiederholt, dass einmal die Werthe m nach den Werthen c_h , sodann umgekehrt die Werthe c_h nach den Werthen m berichtigt wurden, bis wir schliesslich nach dem auf graphischen Wege bewirkten Ausgleich der Curven zu den in den Tab. II und III dargestellten Coefficienten gelangten, welche insgesamt und nach jeder Richtung hin die Ordinaten continuirlicher Curven darstellen, auf welche Bedingung selbstverständlich während des Verfahrens gleichfalls Bedacht genommen werden musste. *)

Tabelle III. Der Modul (m) des Höchstwasser-Abflusses (Q_4), variirend nach der Grösse des Flussgebietes F (letzteres in Quadrat-Kilometern verstanden).

F	m	F	m	F	m	F	m
≤ 1	10	350	6.37	3.500	3.350	80.000	2.260
10	9.5	400	6.22	4.000	3.250	90.000	2.155
20	9.0	500	5.90	4.500	3.200	100.000	2.050
30	8.5	600	5.60	5.000	3.125	110.000	1.98
40	8.23	700	5.35	6.000	3.103	120.000	1.920
50	7.95	800	5.12	7.000	3.082	130.000	1.855
60	7.75	900	4.90	8.000	3.060	140.000	1.790
70	7.60	1000	4.70	9.000	3.038	150.000	1.725
80	7.50	1200	4.515	10.000	3.017	160.000	1.650
90	7.43	1400	4.320	20.000	2.909	170.000	1.575
100	7.40	1600	4.145	30.000	2.801	180.000	1.500
150	7.10	1800	3.960	40.000	2.693	190.000	1.425
200	6.87	2000	3.775	50.000	2.575	200.000	1.350
250	6.70	2500	3.613	60.000	2.470	225.000	1.175
300	6.55	3000	3.450	70.000	2.365	250.000	1.000

Die Zwischenwerthe sind durch geradlinige Interpolationen zu bestimmen.

Bemerkung. Der Modul m bezieht sich stets auf die Gesammtfläche F jenes Flussgebietes, dessen Höchstwasser-Abfluss gesucht wird, also auch in dem Falle, wenn dieses Flussgebiet F in mehrere Theile zerlegt wird, d. i. wenn $F = F' + F'' + F''' + \dots$ ist, wo dann die Formel $Q_4 = c_h m h F$ in die Form $Q_4 = m \Sigma (c_h' h' F' + c_h'' h'' F'' + c_h''' h''' F''' + \dots)$ übergeht und m nach der Tabelle III dem Gesammtwerthe F entsprechend, anzunehmen ist.

In dieser Weise wurde getrachtet, mit dem nach continuirlichen Curven gespannten Systeme der Coefficienten c_h und m , bei den neutralisirten Werthen von h und F die möglichst grosse Anzahl der in Tab. I enthaltenen Beobachtungsergebnisse sammt den allfälligen darin vorkommenden, jedoch unbekannten Fehlern zu decken, welche Aufgabe wir uns eben in der Meinung gestellt haben, dass die gedachten Coefficienten der Wahrheit desto näher kommen werden, je grösser die Anzahl der wirklichen Beobachtungsergebnisse ist, welcher sie unter gleichzeitiger Einhaltung

*) Von der Vorführung aller dieser Graphikons sehen wir deshalb ab, weil dies zu umständlich wäre; so mussten die m -Curven in verschiedenen Maassstäben gezeichnet, dann wieder wegen des Ausgleiches auf kleinere Maassstäbe gebracht werden. Denn nimmt man z. B. für $F = 1 \text{ km}^2$, als Abscisse bloss 1 mm an, welches Maass für kleinere Gebiete keineswegs zu gross ist, so würde die Curve unter Beibehaltung desselben Maassstabes für $F = 200.000 \text{ km}^2$ die Länge von 200 m erreichen.

ihrer Continuität entsprechen. Die in Procentsätzen der Beobachtungswerthe ausgedrückten Differenzen zwischen diesen und den Formelwerthen sind aus den Columnen 23 und 24 zu ersehen.

Der Endzweck dieser Manipulation ist aber — in analoger Weise wie bei der Bestimmung der Niederwässer — der, den möglichst grössten Theil der Unsicherheit, welche bei der Beurtheilung der Erhebungsergebnisse oder auch bei selbstständigen approximativen Erhebungen stets vorhanden sein muss, in einen der Abschätzung zu überlassenden Factor zu verlegen, was gegebenen Falls in der Bestimmung der entsprechenden Bodenkategorie und zum Theile auch der Bodenerhebung besteht. Denn weiss man einmal wenigstens annähernd wie sich ein Flussgebiet verhalten würde, falls man es als ein normales auffassen will, so wird es immerhin leichter sein, die wahrscheinlichen Abweichungen von den normalen Verhältnissen nach dieser oder jener Richtung abzuschätzen, als sich über die Gesamtwirkung der Einflüsse ein Urtheil zu bilden.

Es ist ferner leicht zu erkennen, dass der Unterschied zwischen den einzelnen Boden-Kategorien viel zu gross ist, als dass es nicht auch solche Flussgebiete geben sollte, die ihrer Natur nach dazwischen fallen müssen. Diesem Umstande wurde in den betreffenden Fällen mit thunlichster Berücksichtigung der den Bezugsquellen entnommenen Anhaltspunkte Rechnung getragen; nichtsdestoweniger geben wir uns keiner Täuschung hin, dass in jenen Fällen, welche nicht in entschiedener Weise zu einer der vier Kategorien gehören, Jedermann auf Grund der Formel zu denselben Resultaten gelangen wird; diese Wahl der Kategorien muss aber der eigenen Beurtheilung jedes Einzelnen überlassen werden. Aus diesem Grunde können wir darauf, dass die Formel auch bei den gemischten Kategorien ziemlich richtige Ergebnisse geliefert hat, keinen besonders hohen Werth legen.

Einen höheren Werth glauben wir aber dem Umstande beilegen zu dürfen, dass, im Falle der irgend einer Flussstelle entsprechende Coefficient c_h richtig ermittelt wurde, wir sodann bei der nach der Tab. II vorzunehmenden und durch die wechselnde Natur des Flussgebietes bedingten Modificirung des Coefficienten c_h (m bleibt für ein bestimmtes F constant) zu ziemlich richtigen Resultaten gelangen, trotzdem die procentuellen Schwankungen des c_h weit geringer sind als jene der Wassermengen, welche sich nach der Formel und zugleich den Beobachtungs-Ergebnissen gemäss ergeben.

So sehen wir beispielsweise aus der Tab. I, dass wir die für die westpöhlischen Flüsse von Herrn Michaelis angegebenen Mittelwerthe der Q' , innerhalb der Grenzen des F zwischen 50 und 3000 km^2 mittels des für jeweilige F constanten m , des für alle F constanten h , sowie des in gegebenem Falle für alle F constanten Coefficient $c_h = 0.04$ decken und hiebei erst bei den grösseren der hier angeführten Flussgebiete eventuelle Fehler begehen (Maximum 17.2%) welche selbst bei der directen Messung der Wassermengen auch bei Anwendung bester Instrumente nicht als unbedingt ausgeschlossen zu betrachten wären. Analogere Fälle liesse sich aus der Tab. I mehr aufzählen.

Nachdem der Genauigkeitsgrad der einzelnen in der Tab. I angeführten Erhebungs-Resultate, und demnach auch der aus den letzteren abgeleiteten Coefficienten bezw. der correspondirenden Formelwerthe nicht nachweisbar ist, so fällt es schwer, sich im Allgemeinen darüber auszusprechen, ob es in einem gegebenen Falle angezeigt sei, sich an ein analoges Erhebungs-Resultat, oder an den Formelwerth mehr zu halten? Ersteres wäre jedenfalls dann vorzuziehen, wenn man das dem Vergleiche zu Grunde zu legende Erhebungsergebniss mit Zuversicht als ein richtiges auffassen darf; solcher Daten wird es aber kaum viele geben, wogegen ein gewisser Grad der Wahrscheinlichkeit vorliegt, dass die allfälligen Abweichungen der einzelnen Angaben von den wirklichen Werthen, in den zur Formel gehörenden Coefficienten sich ausgeglichen haben.

Hier kommt es insbesondere auf die richtige Wahl der Boden-Kategorie an, in welcher Beziehung aber die in der Tab. I enthaltenen Beispiele, falls man etwa mehrere derselben vergleichsweise ins Auge fasst, ziemlich verlässliche Anhaltspunkte bieten dürften.

Hiernach wäre es aber angezeigt — falls man über genauere Daten nicht verfügt — sich gleichzeitig der beiden gedachten Behelfe, d. i. der Tabellen und der Formelwerthe zu bedienen, weil im Falle der Uebereinstimmung der auf diesen beiden Wegen durchgeführten Calculen jedenfalls eine grössere Wahrscheinlichkeit vorhanden ist, dass Richtiges getroffen wurde.

Und wie schwierig dies unter Umständen sein kann, lehren am besten — wieder die Thatsachen.

So wird z. B. in der deutschen Bauzeitung vom Jahre 1884 p. 82 der Fall besprochen, in welchem das Höchstwasser des Neckarflusses bei Heidelberg in einem Profile mit 3595 m^3 , im zweiten mit 4420 m^3 und im dritten mit 7119.6 m^3 berechnet wurde.

Noch schlimmer ist es (laut Wochenschrift des österreichischen Ing.- und Arch.-Vereines vom Jahre 1877 pag. 114) mit der Wassermengen-Berechnung im Tiberflusse, bei Rom ergangen, indem dort ein Profil 1700 m^3 , ein anderes 7000 m^3 ergab, welche Differenz in der Weise „behoben“ wurde, dass dem Regulirungs-Projecte 2700 m^3 zu Grunde gelegt worden sind.

Aus ähnlichen Beispielen, deren noch mehrere aufgezählt werden könnten, geht aber hervor, zu was für Resultaten man gelangen kann, wenn die Geschwindigkeits-Formeln in einer nicht geeigneten Weise in Anwendung gebracht werden.

Dass es aber oft nicht leicht ist, diese geeignete Weise zu treffen, lehren eben die angeführten und ähnlichen Beispiele.

Deswegen erscheint aber eine möglichst vielseitige Controle der Erhebungs-Resultate angezeigt.

Anbelangend die in der Tab. II zusammengestellten Daten muss bemerkt werden, dass dem Coefficient c_m , welcher als ein theoretischer d. i. den normalen Verhältnissen entsprechender mittlerer Jahres- und Abfluss-Coefficient des Mittel-, bezw. Niedrigst- und der Normalwässer aufzufassen ist, hinsichtlich der Höchstwassermengen keine andere Aufgabe zukommt, als blos die Charakteristik der Boden-

erhebung anzudeuten, wobei derselbe zugleich ein Bindeglied zwischen allen im Vorstehenden besprochenen Wassermengen derart bildet, dass mit seiner Hilfe — allerdings nur unter normalen Verhältnissen — aus einer von den definirten Wassermengen, bei den bekannten h und F jede andere Wassermenge bestimmt werden kann.

Nehmen wir beispielsweise an, es ist uns in Betreff der Seine bei Paris bloss so viel bekannt, dass deren $F = 43000 \text{ km}^2$, $h = 688 \text{ mm}$ und die kleinste Wassermenge $Q_0 = 45 \text{ m}^3$ betragen, und wir suchen aus diesen Daten die Höchswassermenge Q_4 .

Nach der orographischen Karte und dem Schema (Tab. II) schätzen wir die Charakteristik der Bodenerhebung — um mit runden Zahlen zu rechnen — $c_m = 0.35$, wonach die theoretische Mittelwassermenge

$Q_m = 0.03171 \times 0.35 \times 0.688 \times 43000 = 328.3 \text{ m}^3$ betragen würde.

Nachdem nun $Q_0 = 45 \text{ m}^3 = 0.2 \nu Q_m$, so ergibt sich hieraus:

$$\nu = \frac{45}{0.2 \times 328.3} = 0.685$$

da aber der Coefficient ν trotz dem schon ziemlich grossen Flussgebiete so erheblich unter dem Werthe $= 1$ liegt, so führt uns das zu dem Schlusse, dass wir mit einer stark durchlassenden Bodenart zu thun haben, die wir hiernach rücksichtlich des Höchstwassers in die Kategorie I setzen, worauf sich für $c_m = 0.35$ und die gegebenen Werthe von m , h und F

$Q_4 = c_h m h F = 0.035 \times 2.661 \times 0.688 \times 43000 = 2755 \text{ m}^3$ ergibt.

Der wirkliche Werth des Q_4 soll nach den in der Tab. I angeführten Daten im Mittel 2650 m^3 betragen.

Hat man mit einem Flusse zu thun, über welchen die näheren Anhaltspunkte in der Tab. I nicht vorkommen, so wird die Sache allerdings nicht immer so glatt ablaufen. Aber wir müssen nochmals bemerken, dass es hier bloss auf eine Wahrscheinlichkeits-Rechnung ankommt, und dass derartige Bestimmungen der Höchswassermenge aus der kleinsten, oder einer der Normalwassermengen oder umgekehrt überhaupt nur dann am Platze sein können, wenn man ein Flussgebiet vor sich hat, dessen Charakter auf Grund der an mehreren Stellen gewonnenen Daten als bekannt vorausgesetzt werden darf.

Schliesslich kommt noch rücksichtlich der Wahl der Terrainkategorie und beziehungsweise des Höchstwasser-Abflusscoefficienten c_h (Tab. II) Folgendes zu bemerken.

Es erscheint sehr wünschenswerth, den wirklichen Höchstwasserabfluss (Q_4) wenigstens an einer Flussstelle genauer kennen zu lernen, woraus der wirkliche Coefficient c_h auf Grund der für Q_4 geltenden Relation bestimmt und den in Frage kommenden Flussstellen nach Maassgabe der örtlichen Verhältnisse, sowie mit Hilfe der Tab. II angepasst werden kann.

Hat man aber einen Fluss vor sich, dessen Höchswassermenge an keiner Stelle bekannt ist, so suche man in der Tab. I möglichst viele (glaubwürdige) ähnliche Flussgebiete auf und bestimme hiernach den dem gegebenen Falle am wahrscheinlichsten entsprechenden Mittelwerth c_h ,

in welche Combination unter Umständen auch die Coefficienten c_h der Tab. II als Verhältnisswerthe einbezogen werden können.

Ist auch der letztgedachte Weg nicht thunlich, so mögen für diesen Fall, sowie überhaupt zur gewissen Controle der anderweitig ermittelten Resultate, die folgenden, der Tab. I entnommenen Approximativ-Normen zum Anhaltspunkte für die Wahl des Coefficienten c_h dienen.

Als Substrata der Variation des Coefficienten c_h wollen wir vier Grenzfälle unterscheiden, und zwar:

a) Stark durchlassende Bodenarten mit normaler Vegetation oder gemischte (mittlere) Bodenarten mit üppiger Vegetation und das Ackerland — bei allen vorkommenden Bodenerhebungen.

b) Die am häufigsten vorkommenden, gemischten (mittleren) Bodenarten mit normaler Vegetation im Hügelland und Gebirge, oder gleichgedachte, bis minder durchlassende Bodenarten mit normaler Vegetation im Flachlande und leicht wellenförmigem Terrain.

c) Undurchlassende Bodenarten mit normaler Vegetation im steileren Hügellande und Gebirge.

d) Sehr undurchlassende Bodenarten mit spärlicher oder gar keiner Vegetation in steilem Hügelland und Gebirgslande, sowie die für den Höchstwasserabfluss überhaupt ungünstigsten Verhältnisse.

ad a) passt überhaupt die Kat. I, welche jedoch bei kleineren insbesondere vom Grundwasser durchnässten Flussgebieten zu geringe Wassermengen ergibt, weshalb es hier rathsam ist, anstatt der Kat. I die Kat. II anzuwenden und zwar je nach der Grösse des F , entweder selbstständig bis zur Maximalgrenze von $F = \text{ca. } 1000 \text{ km}^2$ oder von dieser Grenze an, jedoch selbstverständlich unter Beobachtung des allmäligen Ueberganges in Combination mit der Kat. I bis zur weiteren Maximalgrenze von $F = \text{circa } 4000 \text{ km}^2$, von welcher Grenze an die Kat. I allein den unter a) gedachten Verhältnissen bei allen Flussgebieten entsprechen dürfte.

Bei den Flussgebieten (F), welche kleiner sind, als ungefähr 1000 km^2 , findet die Kat. I allein nur bei ausserordentlich durchlassenden Bodenarten, wie z. B. die Juraformationen, Diluvialschotter, grober Sand in trockenem Terrain etc. Anwendung.

(Zerklüftete Felsarten, welchen eine noch niedrigere Kategorie entsprechen würde, gehören nicht in den Kreis unserer Calcule.)

ad b) passt die Kat. II überhaupt für alle Flussgebiete, sofern man mit flachen bis wellenförmigen Terrainarten zu thun hat; bei höheren Bodenerhebungen ist dagegen für kleine Gebiete bis zur Maximalgrenze von $\text{ca. } F = 150 \text{ km}^2$ die Kat. II durch die Kat. III und von da an durch die Combination dieser beiden Kategorien bis etwa zu der Maximalgrenze von $F = 1000 \text{ km}^2$ unter Beobachtung des allmäligen Ueberganges zu ersetzen, von welcher Grenze an die Kat. II allein den unter b) angeführten Verhältnissen auch bei höheren Bodenerhebungen am besten entsprechen dürfte.

ad c) passt überhaupt die (bei flachem bis wellenförmigem Terrain überhaupt nicht mehr verwendbare)

Kat. III, welche übrigens allein bei höheren Bodenerhebungen nur bis zur Maximalgrenze von $F = \text{ca. } 5000 \text{ km}^2$ und von da an nur mehr in Combination mit der Kat. II bis zu weiterer Maximalgrenze von $F = \text{ca. } 12.000 \text{ km}^2$ unter Beobachtung des allmäligen Ueberganges verwendbar erscheint. Ausserhalb der letzteren Grenze tritt an Stelle der Kat. III die Kat. II, eventuell in Combination mit Kat. I.

Analog dem ad a) und b) Angeführten, wird bei den unter c) gedachten Verhältnissen für kleinere, bedeutendes Gefälle aufweisende Gebiete bis zur Maximalgrenze von $F = \text{ca. } 50 \text{ km}^2$ anstatt der Kat. III die Kat. IV und von da an bis zur weiteren Maximalgrenze von $F = \text{ca. } 300 \text{ km}^2$ anstatt der Kat. III, deren Combination mit der Kat. IV — unter Beobachtung des allmäligen Ueberganges — in Anwendung kommen.

ad d) passt die (im flachen bis hügeligen Terrain überhaupt nicht verwendbare) Kategorie IV, deren selbstständige Anwendung jedoch auch bei höheren Bodenerhebungen aufhört, sobald F grösser wird, als ca. 300 km^2 .

Die als selbstverständlich gedachte Anwendbarkeit

dieser Kategorie für grössere Gebiete als das letzterwähnte, gehört zu den äusserst seltenen Fällen, die übrigens sehr fraglich erscheinen.

ad a) bis d). Die diesfälligen weiteren Combinationen der vier Kategorien, sowie die Berücksichtigung der sonstigen hier nicht näher erwähnten Umstände, welche auf die Gestaltung des Höchstwasserabflusses einwirken mögen, muss dem fallweisen Ermessen anheimgestellt werden.

Bemerkung ad h. (Mittlere Jahresregenmenge rücksichtlich der Höchstwassermengen-Bestimmung)

Bei kleinen Gebieten und zwar in der Ebene bis $F = \text{ca. } 100 \text{ km}^2$ und im Hügel- und Gebirgslande bis $F = \text{ca. } 300 \text{ km}^2$, ist h entweder den ombrometrischen Beobachtungen gemäss, falls es grösser ist als 1 m oder mindestens $= 1 \text{ m}$ in die Höchstwassermenge-Formel einzuführen. Ein allmäliger Uebergang ist selbstverständlich auch hier angezeigt; wenn beispielsweise bei $F = 100 \text{ km}^2$ anstatt $h = 0.5$, $h = 1.0$ eingeführt wird, so kann bei $F = 100 \text{ km}^2$ u. dgl. nicht wieder $h = 0.5$, sondern entsprechend grösser angenommen werden.

Wien, im März 1886.

Die Wasserversorgung auf der eingleisigen Karstbahn Carlstadt-Fiume.

(Baujahr 1870—1883.)

Von Johann R. v. Finetti, kais. Rath, Ober-Ingenieur.

(Mit Zeichnungen auf Taf. XII und XIII.)

Bei unseren Gebirgs- und noch mehr bei den wasser-nothleidenden Karstbahnen, welch' letztere in Oesterreich-Ungarn an Häufigkeit zunehmen, werden die Wasserbeschaffungs-Anlagen zu einem wichtigen Baugliede, welches unsere Aufmerksamkeit in ganz besonderem Grade verdient. Wir verdanken diesem Umstande die bereits zweimal an dieser Stelle veröffentlichten einschlägigen Mittheilungen*) und dürfte es nach meinem Dafürhalten von einigem Interesse sein, auch die Carlstadt-Fiumaner Bahn in Bezug auf das Wesen und die Ausdehnung ihrer Wasserversorgungen des Näheren kennen zu lernen.

Ueber die Höhenverhältnisse der genannten Linie ist unter Hinweis auf Taf. XII, Fig. 1 das Folgende zu bemerken:

Vom Anschlusspunkte an der Südbahnstation Carlstadt mit der absoluten Meereshöhe von rund 114 m steigt die Nivellette bei geringfügigen Gegensteigungen bis auf 420 m , d. i. zum Endpunkte der Thalstrecke in Cameral-Moravice; von hier aus bis zur Wasserscheide bei Sleme auf die Cote 836 m ; sodann fällt die Nivellette bis Fuzine auf 728 m , überwindet hierauf wieder mit kühner Steigung die Licer Thalscheide von 88 m relativer Höhe und läuft sodann mit dem constanten Maximal-Gefälle von 25‰ in ihren tiefsten, um 816 m von dem Scheitelpunkte abstehenden Horizont — in die königl. ungar. Hafenstadt Fiume — aus.

Eingehende geologische Beschreibungen der Karstformation unseres Küstenlandes bringen die Jahrbücher der

k. k. geologischen Reichs-Anstalt in Wien, auf welche hiemit verwiesen wird.**) Es möge mir nur gestattet sein, ein flüchtiges hydrographisch-landschaftliches Bild innerhalb des Rayons unserer noch wenig bekannten, in ihren Detail-Anlagen ja selbst den Ingenieurkreisen bislang fremd gebliebenen Karstbahn zu entrollen.

Wer immer die Eisenbahnspur von Carlstadt bis Fiume verfolgt, wird stets durch mächtige Eindrücke an die wechselvoll grossartigen Erscheinungen der Natur sowohl, wie auch an die Leistungen der Ingenieurkunst gefesselt. Auf die wasserreichen, anmuthigen Auen des Culpthales bei Carlstadt folgt eine hügelige, fruchtbare, doch wenig bebaute Gegend, welche bis Generalskistol bald durch den im Gegenlaufe sich bewegenden, stromaufwärts immer tiefer in die Erde sich einfurchenden Mržniča-Fluss, bald durch schöne auf Felsenwände thronende Ruinen landschaftlich sich belebt, allmähig ernster und ernster wird, um alsbald das Gepräge des reinen Karstfeldes zu gewinnen.

Die erste Station Dugaresa (130.56 m absol. M. H.) wurde, da trotz der relativen Nähe des Flusses und der geringen Erhebung über demselben Brunnenteufungen**) resultatlos blieben, mit einer Cisterne versehen. Die zweite Station Generalskistol (M. H. 193.10 m) steht gleichfalls auf einem wasserarmen Plateau in einer relativen Höhe von 50.10 m über dem Flussbette der Mržniča; ein Druckwerk versorgt hier den Wasserbedarf.

*) Siehe Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Ver., Jahrg. 1878 und Wochenschrift des Vereines, VII. Jahrg. (1882).

*) Unter Anderen siehe Jahrg. 1873 (von Dr. Emil Tietze).
**) Grabung auf 28 m Tiefe ergab eine Zusickerung von ca. 250 l pro Stunde.

Der Bahnstrecke folgend, betreten wir das Gebiet des schluchtartig eingebetteten Globorniča-Flusses und übersetzen diesen mittelst einer in grosser Höhe angelegten Brücke, erreichen das im Karstfelde wohl seltene Phänomen eines in Rutschung begriffenen, aus splittrigem Mergelschiefer bestehenden, wasserarmen Plateaus, auf welchem die (3.) Station Touny (M. H. 246.06 m) angelegt ist und mittelst Cisternenwasser*) gespeist wird.

Die Bahnspur führt nun über hohe Steindämme im Bereiche des Tounyčiča-Flusses hinweg, drückt sich, den links gähnenden Abgründen ausweichend, der schroff abfallenden Lehne der gleichnamigen Schlucht an, schlängelt sich hierauf durch eine 17 km langgestreckte, viele Krümmungen und einen $\frac{3}{4}$ Kreis enthaltende Schleife hindurch, erreicht die Oguliner Ebene, um sich da durch eine 10 km lange Gerade auf den geradezu schwammigen, daher trockenen und doch inundationsfähigen Karstboden zur (4.) Station Ogulin vorzuschieben (M. H. 324.50 m). Auf dieser Station gab es Wassernoth, denn in Ogulin, des Riesen „Klek“ ansichtig, an dessen Fusse die den Dobra-Fluss verschlingende Gyula-Schlucht (Foiba) in berühmter Grossartigkeit sich öffnet, finden sich meist im Karstfelsen verborgene Wasserläufe mit tiefem Horizonte.

Die Trace erhält sich hinfort bis Cameral-Moravice im Thalweg; sie betritt das Feld bedeutender, mit mehreren Tunnels unterbrochenen Dobra-Correctionen und Lehnbauten, daher für die Theilstrecke über (5.) Gormirje, (6.) Vrbovsko bis (7.) Cameral-Moravice (mit den absol. M. H. von 352.4 m, 379.1 m, 419.9 m) eine Wassernoth ausgeschlossen bleibt. In der Maschinenwechselstation Cameral-Moravice selbst wird die Sohle des Dobra-thales zur Nivellette der Bahn. Hier endigt die Thalbahn.

Die weitere Gebirgsbahn entwickelt sich in einem Seitenthale ohne ausgesprochenen Flusslauf, und es hebt sich deren Trace in Serpentinaen hinan.

Der Reiz der Landschaft steigert sich längs der Gebirgsstrecke. Gut bewaldete Gehänge und die damit umsäumten Thalgelände wechseln beständig mit solchen ab, welche uns — wie bei Brod-Moravice — als in Abtrag stehende Dolomitlehnen von Riesenausdehnung entgegen starren. Im Hintergrunde der Landschaft gucken hie und da imposante Gebirgsstöcke hervor. Wir nähern uns der Wasserscheide; eine Thalscheide, das Kupjak-Gebirge mit seinen üppigen Waldungen, deren Quellenreichtum die Wasserstationen von (8.) Skrad und (9.) Susica (in den M. H. 647.35 m und 730.00 m) versorgt, wird in einer 1225 m langen Tunnelröhre unterfahren. Drüben treffen wir auf eine Reihe wasserloser, blinder Karsthäler, deren Einsenkungen und Trichter mit riesigen Dämmen übersetzt und deren Gegenanhöhen eingeschnitten wurden. Culturarme, an Wassernoth leidende Plateaux folgen darauf; es sind jene der mit Regenwasser versehenen Stationen von (10.) Delnice und (11.) Lokne (in den absol. M. H. von 730.0 m und 803.31 m); sie geleiten uns alsbald über die Wasserscheide „Sleme“ (836.23 m absol. H.)

*) Auf 52 m getriebene Brunmenteufung blieb erfolglos. (Vergl. auch Jahrbuch der k. k. g. R.-A. anno 1873.)

Es erwacht hier die Sehnsucht nach dem Fernblicke auf die Adria. Doch die weitere Thalscheide von Lič, welche in (12.) Fužine (728.0 m absol. H.) ein trogförmiges, auf 25 m Höhe überbrücktes Kesselthal bildet, in welchem allerdings ein kleines Flösschen läuft, aber nur zu bald verschwindet, steht uns entgegen. Wildromantisch gestalten sich im Weiteren die mit üppiger Pflanzendecke bekleideten, wiewohl wasserlosen Gehänge des mit einem Tunnel durchfahrenen Kobiljak-Berges. Die (13.) Station Lič (absol. H. 816.0 m) selbst liegt mitten im dichten Nadelwalde und ist von allem Landverkehre förmlich abgeschnitten; ein Pfad nur verbindet diese Einsiedelei mit einem Waldweg, und tief im Thale fliesst ein vergänglichliches, daher unverwerthbares Wässerlein.

Nach dieser Haltestelle umläuft die Bahnspur den Monte Peč, um mittelst einer Schleife auf Station (14.) Plase zu gelangen (617.0 m absol. H.).

Hier erscheint plötzlich die Adria zu unseren Füssen; wir stehen 600 m über derselben. Wir erblicken aus der Vogelperspective die Quarnero-Inseln mit ihren Scogli und die schöne, geschlossene Einbuchtung von Buccari (vergl. Taf. B, Fig. 3) mit ihren weinbekränzten, amphitheatralisch terrassirten Gehängen.

Aber zwischen uns und der Adria erhebt sich ein Steinmeer! Das ist die Plastik des Karstes in ihrer colossalen Massenwirkung. Nirgends auf demselben ist ein ausgesprochenes Thalgelände; nirgends, wohin immer das Auge reicht, ein Wasserquell zu sehen.

Die Stationen (15.) Meja und (16.) Buccari (444.15 m und 261.30 m absol. Höhe) bekunden das nahe Ziel unserer Reise.

Um Hunderte Meter sinkt unser Horizont, dann erst erscheint im Hintergrunde eines neuartigen Reliefs die istrische Küste von der Spitze Promontors bis zum gewaltigen Colosse, dem Monte maggiore, und ganz zuletzt tritt in den Gesichtskreis die reizend schön gelegene 17. Station, d. i. die Hafenstadt Fiume.

Mit ihr erreichen wir zugleich urplötzlichen Reichtum an Süsswasser; leider jedoch in kaum beachtenswerther Erhebung über dem Meere.

Schon die finanzielle Bedeutung der Wasserbeschaffungsfrage auf der Linie Carlstadt—Fiume ist eine ungewöhnlich grosse, denn die hiefür präliminirte und später vorausgabte Bausumme erreicht (excl. der Anschlussstation Carlstadt) die gewiss ansehnliche Höhe von . 896.000 fl.

Hievon ab: für Trinkwasser-Anlagen laut	
Tab. A, Anmerkung	50.000 „
	Verbleibt 846.000 fl.

Hiezu Wasserversorgung in der End- beziehendlich Kopfstation Fiume rund	30.000 „
	Totale 876.000 fl.

Wird dieser Total-Baucredit (excl. Carlstadt) auf die 176 km lange Strecke (Baulänge) repartirt, so findet sich im grossen Durchschnitte, bei einer mittleren Entfernung der Wasserstationen von 20 km, pro Kilometer Bahnlinie ein Aufwand für Wasserbeschaffungs-Zwecke von rund 5000 fl., eine Ziffer, welche auf grosse, früherhin unerreichte Schwierigkeiten schliessen lässt.

Unsere Linie erlangt ferner ein hochgradiges Interesse dadurch, dass dieselbe, wie selten eine, mit Bezug auf die Zugförderungs-Erfordernisse, also auch in Hinsicht der Wasserstationen, nach drei zusammenhängenden, charakteristischen Zonen sich untertheilen lässt und zwar:

I. Zone. Thalstrecke mit Max.-Steigung von 7‰	
Länge	86.5 km
II. Zone. Gebirgstrecke mit Max.-Steigung von 16‰, Länge	41.1 "
III. Zone. Gebirgstrecke mit Max.-Steigung von 25‰ und abnormaler Wassernoth, Länge	48.6 "
Gesamt Länge	176.2 km

Wird nun erwogen, dass nach G. Plate*) unter normalen Verhältnissen

- a) die Wasserversorgung pro Kilometer Thalbahn über fl. 1000
- b) die Wasserversorgung pro Kilometer Gebirgsbahn (hier 16‰) über fl. 4500
- (das ist nämlich ein Mittelwerth zwischen den Kosten für die Istrianer und für die Dalmatiner Karstbahn-Wasserversorgungen) kostet, und wird in Würdigung der damaligen die Arbeit vertheuernden Verhältnisse und sonstiger Local-Erschwernisse ein Preiszuschlag von 50 % angenommen, so ergeben sich die Wasseranlage-Kosten für die Carlstadt-Fiumaner Bahn:

ad a) $86.5 \times 1.5 \times 1000$ (Thalbahn bis 7‰)	fl. 129.750
ad b) $41.1 \times 1.5 \times 4500$ (Gebirgsbahn bis 16‰)	fl. 247.425
Zusammen	fl. 407.175
ab vom Präliminare	fl. 876.000
Verbleiben	fl. 468.825

welcher Betrag für die eigentlichste in der vegetationslosen und mit abnormer Wassernoth kämpfenden Region gelegene Strecke unserer Karstbahn, die überdies im constant durchlaufenden Gefälle von 25‰ liegt, aufzukommen hat.

Demnach kostet die Wasserbeschaffung pro Kilometer in der III. Zone fl. $\frac{468.825}{48.6}$ d. i. für die Gebirgsbahn in

25‰ unter den obwaltenden Theuerungs-Verhältnissen rund fl. 9650

und bei Zurückführung auf normale Preise im Verhältnisse, wie oben von 150:100 fl. 6430

Es konnte diese Vertheilungsweise der Kosten, nach Steigungs-Verhältnissen wie vor bemerkt, nur bei der Eigenart unserer Karstbahn, allwo drei ununterbrochen aufeinander folgende, charakteristisch ausgeprägte Wasserstands-Zonen sich markiren, zum Ausdruck kommen; auch fügt diese Betrachtung den von Plate dem Kostenpunkte nach bestimmten zwei Wasserbeschaffungs-Kategorien eine dritte hinzu.

Dem Begehren jedoch nach einer genauen Vertheilung der Kosten kann ich des Umstandes wegen, dass der Bau durch eine Generalbau-Unternehmung ausgeführt wurde, leider nicht entsprechen.**)

*) Zeitschrift wie vor. 1878, V. und VI. Heft.

**) Es sei hier nebenbei bemerkt, dass die der Bauzeit nach chronologisch geordneten Wasser-Versorgungen der fünf bestehenden Karstbahnen sich bewerthen wie folgt:

Gehen wir nun von der finanziellen auf die technische Frage über. Die im General-Project für unsere Karstbahn (Fiume inbegriffen) vorgesehenen Wasserstationen, 10 an Zahl, wurden sämmtlich ausgeführt. (Vergl. Taf. A, Fig. 1.) In Bezug auf die Häufigkeit derselben finden wir in der Thalstrecke die sonst übliche, ziemlich constante Entfernung von durchschnittlich 28.6 km, während die Gebirgstrecken durchschnittlich rund 10.0 km entfernte, bis auf das Minimum von 7.3 km sich nähernde Speisungsanlagen haben, wie solche bei Hauptbahnen ähnlicher Gefälls- und Krümmungs-Verhältnisse vorkommen und sich rechnerisch ergeben.

Unter den Locomotiv-Speiseanlagen der Gebirgstrecke sind diejenigen in Skrad, Delnice (Susiča) Plase, Meja und Buccari nur für die Bergfahrt, dann Fiume für die beiderseitige Bergfahrt (gegen Carlstadt und gegen St. Peter), während die übrigen vier, Generalskistol, Ogulin, Cam. Moravice für die Thal- und Bergfahrt, Fužine aber für die beidseitige Bergfahrt in Aussicht genommen und darnach angelegt sind.

Die Vorstudien für derartige Wasser-Versorgungen begegnen nicht nur den allgemein technisch-wirtschaftlichen Schwierigkeiten, sondern auch solchen localer, geologischer und strategischer Art. Allein noch mehr, es gesellen sich zu diesen zwei noch andere Erschwerniss-Factoren von Bedeutung hinzu, u. zw.: 1. Die chemische Beschaffenheit der disponiblen Gewässer, resp. deren Eignung zur Dampfkesselspeisung und 2. die Erwerbung der Wasserbezugsrechte für Nutz- und für Druckwasser, welch' beide Erschwernisse nicht unterschätzt werden wollen, will man die schwerwiegenden Folgen eines verspäteten oder überstürzten Baues, andernfalls die zwangsweise Anwendung des betriebsvertheuernden Dampf-Motors für die Druckwerke abwenden.

I. Rückblick auf die Detailstudien zur Fixirung der Wasserbezugs-Quellen in Abänderung jener des General-Projectes.

a) In Generalskistol wies die Configuration des Karstlandes mit ihren geschlossenen Thalmulden (blinde Täler) auf vertiefte Wasserläufe hin, und wurde daher nach Angabe eines zu Rathe gezogenen Geologen die Teufung eines Brunnens versucht. Nachdem in der Tiefe des unweit gelegenen Mržnica-Flusses kein genügender Wasserzufluss vorgefunden wurde, verliess man diese Versuchsstelle und behielt das der General-Kostenberechnung des Bauvertrages zu Grunde gelegene Flusswasser-Project mit einem Hochdruckwerke (siehe unten) bei.

I. Für die Linie Laibach-Triest 145 km lang in der primären Anlage des Jahres 1856 nach Abschlag der auf der Stadt Triest lastenden Theil-Anlage von Auresina — schätzungsweise	fl. 500.000
II. Für die Linie St. Peter-Fiume 54 km lang in der Anlage von anno 1872, effective Kosten	" 129.500
III. Carlstadt-Fiume (und Station Fiume) 176 km lang in der Anlage von anno 1873, effective Kosten	" 876.000
IV. Divača-Pola und Corfanaro-Rovigno, 140 km lang in der Anlage pro anno 1876, effective Kosten	" 544.000
V. Siverič-Spalato, Pankovič-Sebenico, 100 km lang in der Anlage des Jahres 1877, effective Kosten	" 524.000
Gesamt-Summe	fl. 2,573.500

b) Die für Delnice vorgesehene Wasserstation erlitt in der Situierung eine räumlich sehr bedeutende, aus bau-ökonomischen, wie betriebs-technischen Opportunitätsgründen hervorgehende Verrückung.

Das im General-Project für Delnice in Augenschein genommene Wasser hatte seinen Ursprung am Berge Kupjak mit einer Ueberdruckhöhe von 20 m, erforderte eine Rohrleitung von rund 4300 m, auf deren Fahrt zwei durch die Zwischentunnels bedingte Gegensteigungen unvermeidlich geworden wären. — Weit gefährlicher für diese Anlage erschienen die frisch angeschütteten sehr langen und hohen Dämme. Diese Hauptgründe bestimmten die Auffassung der Wasserstation Delnice, wogegen in Susiča, d. i. am Tunnelausgang des Kupjak, also am Quellenursprung, die einzig und allein für Zwecke der Locomotivspeisung bestimmte Haltestelle geschaffen wurde. Diese ökonomischere Anlage hatte zum Nachtheile, dass das Trink- und Nutzwasser für die Bewohner der Station Delnice durch Cisternen versorgt werden musste, und dass die an Wassernoth leidende Ortschaft Delnice an der Quellenzuführung nicht participiren konnte.

c) Als Drittes soll der am Centralwerke zu Fužine eingeführten Projectänderung erwähnt werden. Die Fassung der Veliko-Vrelo (Quelle) am Ursprunge des Ližanka-Flusses konnte schon im General-Projecte, wie thatsächlich der Fall, als die natürlichste und sicherste Lösung der Frage erscheinen; doch haben vergleichende Berechnungen zu der Alternative geführt, dass nun die Zuleitung Veliko-Vrelo bis an deren Kreuzungsstelle mit der Bahntrace in einer Länge von 3862 m fallen gelassen (vergl. punktirte Rohrfahrt auf Taf. XIII, Fig. 3) und die Bauanlage in der unten beschriebenen Weise hergestellt wurde.

d) Als ergänzende Notiz sei angeführt, dass die Stationen: Generalskistol, Skrad, Sušiča (statt Delnice), Fužine, Plase, Meja und Buccari, für welche Wasserthürme zu zwei Reservoirs (112 m³ Inhalt) projectirt waren, nun eigentlich keine Wasser-Stationengebäude, sondern seitlich angelegte, reicher dotirte, gemauerte Vorraths-(Feld)-Reservoirs besitzen, und Ogulin ausser dem Wasserthurme auch noch ein Vorraths- zugleich Druck-Reservoir erhalten hat.

II. Besprechung aller Wasserbeschaffungs-Anlagen in ihrer Bauausführung.

Die Tab. A und B geben eine übersichtliche Zusammenstellung der Bauobjecte und der bezüglichlichen Daten; im Besonderen wird besprochen:

Hochdruckwerk Generalskistol (Taf. XIII, Fig. 1.)

Tief unter der Terrainerhebung, auf welche die Station Generalskistol situirt ist, fliesst der in der Rohrfahrtslinie auf 2700 km von ersterer sich einmessende Mržničfluss mit seinen wohl beständigen, aber nicht immer reinen Fluthen. Diesem, zwischen hohen schroff abhängenden Ufern nur träge fließenden Wasser wurde wohl das Nutzwasser entnommen, allein es konnte demselben aus Enteignungsschwierigkeiten die zur Fördermaschine nöthige Wasserkraft nicht sichergestellt werden.

Die hier entstandene Wasserwerk-Anlage mit Dampftrieb setzt sich aus Folgendem zusammen:

a) Fangcanal. Die Wehrschwelle der stromaufwärts unseres Druckwerkes bestehenden Mühlen bestimmt die Abzweigstelle eines kleinen gemauerten, in den Saugschacht der Pumpe sich ergießenden Zufluss-Canales

b) Pumpenhaus; enthaltend eine Filter-, eine Druckpumpe und zwei Kessel. (Taf. XII, Fig. 6.)

c) Ein Pumpenwächterhaus.

d) Filterkasten. Der auf Taf. XII, Fig. 7, dargestellte, offene Filterkasten tritt ausnahmsweise dann in Thätigkeit, wenn der Fluss trübes Wasser führt. In der Regel fördert das mit Dampfkraft arbeitende Druckwerk unfiltrirtes Wasser direct in die Ausguss-Cisterne, von wo aus das oberhalb der Station situirte Vorraths-Reservoir (unter natürlichem Drucke) sich füllt, durch welches die freistehenden Stationskrahne unvermittelt gespeist werden.

e) Ausguss-Cisterne: gemauerte und geschlossene, laut Taf. XII, Fig. 8.

f) Vorraths-Reservoir: Feld-Reservoir Taf. XII, Fig. 9.

g) Wasserkrahne, Ventilschacht und Feuerwechsel in üblicher Art.

Druckwerk Ogulin (Taf. XIII, Fig. 2).

Man entnimmt hier das Wasser unter ähnlichen Verhältnissen wie für Generalskistol an einer der Rohrtrace nach 2600 km entlegenen Stelle des Dobraflusses und zwar so weit in Folge einer merkwürdigen hydrographischen Eigenthümlichkeit dieses Ortes, welche geschildert zu werden verdient. Der Dobra-Fluss nimmt nämlich von besagter Abzweigstelle an seinen schäumenden Lauf zwischen immer steiler werdenden Ufern, bis derselbe zwischen Schluchtwänden tobend und brausend, unmittelbar unter dem mittelalterlichen Schlosse der Ortschaft Ogulin, scheinbar verrinnt. Allda ergiesst er sich in ein Verschwindungsloch (Foiba) von über 80 m sichtbarer Tiefe und fliesst nun unterirdisch auf 4 km Länge, um dann wieder an mehreren Stellen hervorzubrechen und unter verschiedenen Bezeichnungen seinen Tageslauf fortzusetzen.

Ungeachtet dieses Verschwindens des Flusses sind die Strassen von Ogulin der Inundation ausgesetzt, denn zur Zeit der alljährlich eintretenden plötzlichen Gewitterregen oder Schneeschmelzen überfluthet die Dobra ihre Thalschlucht vollständig, bildet einen zweiten oberirdischen mächtigen Strom in einem Höhenstande von über 80 m, der die Vrbovsko-Strasse gänzlich absperrt, und für dessen Durchfluss 5 m weite Objecte im Bahnkörper bestehen. *) Aus diesem Grunde konnte an die Annäherung der Wasserfassungsstelle zu Station Ogulin, wiewohl dies der Landkarte nach (siehe Situation Taf. XIII, Fig. 2) gerechtfertigt zu sein schien, nicht gedacht werden.

Andere Quellen konnten zumeist ihrer Entfernung und Tiefenlage wegen nicht zur Benützung herangezogen werden.

Die Verschiedenheit dieser Wasserdruckwerks-Anlage für Ogulin von jenem in Generalskistol besteht in der Hauptsache darin, dass die Förderhöhe hier eine weit geringere ist; das Vorraths-Reservoir näher am Druckwerke und weit entfernt von der Station liegt, demzufolge hier ein Wasser-

*) Die geologische Erklärung für dieses Phänomen findet sich in dem Jahrbuche der k. k. geologischen Reichsanstalt 1873, von Dr. Emil Tietze.

Tabelle der Bauobjecte zum Zwecke der Wasserversorgungen auf der Karstbahn Carlstadt-Fiume.
(Trinkwasser-Anlagen ausgeschlossen.)

Tab. A.

Tab. A.

In oder an der Station	Pumpenwächter-Wohnung	Wasserstat.-Gebäude zu 2 Reserv. mit 112 m ³ Inhalt		Pumpen und Kesselhaus seitlich der Bahn, in der Thalsohle nebst Kohlen-Depôt		Gemauerte offene Sandfilter von		Ausguss-Cisterne	Filterkasten	Gemauerte Vorraths-Reserv. von				Stations-			Anmerkung
		mit	ohne											Wasserkrahe sammt Schächten	Ventilschacht	Feuerwechsel	
		Dampfmaschine	m ² verbauter Grundfläche		m ² Oberfläche		m ³ Fassungskraft										
		66	62	234	100	300	50	200	250	300							
Generalskistol . . .	1	—	—	1	—	1	—	—	1	—	—	2	1	1	Die Trinkwasser-Anlagen auf unserer Karstbahn begreifen in sich: a) für die Stationen: 3 Schöpfbrunnen, 9 Auslaufbrunnen, 3 Cisternen, gemauert, gross; b) für die Streckenwächterhäuser: 13 { Schöpfbrunnen, 13 { Quellfassungen, 70 Cisternen, gemauert, klein, 7 Auslaufbrunnen von der Central-Anlage Fuzine, welche Trinkwasser - Anlagen einen Kostenbetrag von fl. 50.000 vorstellen.		
Ogulin	1	—	1	1	—	1	—	—	—	1	—	—	2	1		1	
Cameral-Moravice .	1	1	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	4	4		1	
Skrad	—	—	—	—	—	1	—	—	—	1	—	—	1	1		1	
Susiča	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	1	1		—	
Fuzine {	Station	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	1	1		—	
	Lič	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	2	1		1	
	Plase	1	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—	—		1	
	Meja	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	1	1		1	
Buccari	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	1	1		1	
Fiume	—	1	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	4	4		—	
Zusammen . . .	4	2	1	2	1	4	1	1	1	1	6	1	1	19		16	9

Tabelle für Hydrographie und Mechanik über die Wasserversorgungen der Karstbahn Carlstadt-Fiume.

Tab. B.

Name der Wasserstation	Art der Wasserbeschaffung			Zuleitung				Wasserförderungsmittel				{ Förderhöhe Fallhöhe } nach			Anmerkung	
	Brunnen von 3 m l. D. mit		Fluss	Quelle	Ursprung	Ende	Länge an		{ Dampfmaschine natürl. Druck }		Ausguss- Cisterne	Hoch- Reservoir	Vorraths- Reservoir			
	natürl. Ein- sicker- ung	künstl. Spei- sung					Saug- canälen oder Gräben	Rohr- fahrten von Eisen	stehende	liegende				Pferdekraft		Leistung pro Stunde
		Meter														
Carlstadt	Participirt laut Gemeinschafts-Vertrag an den Anlagen der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft															
Generalskistol . .	—	—	Mraniča	—	Mühl- wehr	Stat.- Krahne	100	2700	—	2	à 10	13	69 0	—	—	
Ogulin	—	—	Dobra	—	an der Pus- karič- Brücke	dto.	40	2650	—	2	à 5	13	—	—	25 0	
Cameral-Moravice .	beides		m. Canal v. Ober- wasser Dobra	—	Stat.- Ende	Loc. Remise und Krahne	200	190	—	1	à 2	13	—	—	—	
Skrad	—	—	—	unmit- telbar über d. Stat.- Plateau	Quell- fassung Sammel- kasten	Stat.- Krahne	—	300	natürl. Druck			13	—	—	—	
Susiča	—	—	—	Sammel- canäle im Walde	Kupjak	dto.	2000	900	natürl. Druck			13	—	—	—	
Fuzine	beides		mit Stollen unter Ličanka	—	—	—	Stollen 50	von Druck- werk 400	—	2	à 5	12	—	—	34.5 0	
Hoch-Reservoir Lič	Centralbrunnen mit Stollen bei Fuzine		dto.	—	Centralstelle bei Fuzine	Stat.- Krahne	—	von Druck- werk 7100	—	2	à 25	36	—	—	0 0	
Plase							—	v. Lič 6700	natürl. Druck		(36 3)	—	131.8 0	0 197	Fallhöhe von Lič 197 m.	
Meja							—	v. Plase 4600	natürl. Druck		(36 3)	—	—	0 371	Fallhöhe von Plase 174 m.	
Buccari							—	v. Meja 4500	natürl. Druck		(36 3)	—	—	0 553	Fallhöhe von Meja 182 m.	
Fiume	—	Cisterne	—	Mühl- bach Vrany- csany	am Wehr	beide Loco- motiv- Remisen	—	200	—	1	à 2	12	—	—	8 0	Die Zuleitung speist d. Cisterne.

thurm mit Reservoir von $56 m^3$ Inhalt die Krannenleitung vermittelt. Anzahl und Grösse der Bauteile sind den Tab. A und B zu entnehmen.

Schöpfwerk Cameral-Moravice (Tab. A und B).

Die Nivellette unserer Bahn erreicht hier die Sohle des Dobrathales. Man rechnete daher mit Bestimmtheit darauf, in einer mässigen Tiefe unter dem Flussbette, auf ergiebigen Wasserzufluss zu stossen. Der Wasserstationsbrunnen von $3 m$ l. D. wurde in den Dolomittfelsen geteuf, allein da dessen Ergiebigkeit unzulänglich war, mussten anderweitige Vorkehrungen getroffen werden.

Circa $200 m$ stromaufwärts von dem Brunnenschachte, in angemessener Erhebung über demselben, wird das Flusswasser über eine Filtriranlage (gleiche Art wie jene Taf. XII, Fig. 7) und von da aus in einem gemauerten Canale bis in die Brunnenröhre (Wasserbecken) geleitet. Eine normale Dampfmaschine schöpft nun in die $212 m^3$ fassenden Reservoir des Wasserstationsgebäudes.

(Mitten auf dem Stationsplatze, jenseits des Wasserstationsgebäudes, d. i. rechts der Bahn, tritt eine Quelle mit ständigem Zuflusse hervor. Dieselbe liefert ein vorzügliches Trinkwasser, wegen ihrer ungenügenden Ergiebigkeit konnte sie aber für Zugförderungszwecke nicht in Betracht kommen.)

Quellwerk Skrad (Tab. A und B).

Nicht weiter als $25 m$ vom Bahnhofsende ergiesst sich ein mächtiger Wasserquell über einen Filtrirkasten, gleiche Construction wie vor. Die Höhenlage dieses Filters ist darnach ermittelt, dass dessen Oberfläche entsprechend tiefer als die Quelle und die Filterkastensole in der Höhe des höchsten Wasserspiegels des neben angeordneten Vorrathsreservoirs liegt (siehe Taf. XII, Fig. 11). Die Anlage wirkt somit selbstthätig.

Der Wasserkrahn der Station wird aus diesem Vorrathsreservoir unvermittelt gespeist.

Leider können solche die Baukosten herabmindernde und den Betrieb wesentlich erleichternde Anlage nur selten angewandt werden, doch wiederholt sich dieser günstige Fall in der (ad I besprochenen) neugeschaffenen Haltestelle Susiča, über welche Nachstehendes zu erwähnen ist.

Quellwerk Susiča (statt Delnice, eingeschaltete Haltestelle zur Locomotiv-Speisung Taf. XII und XIII.)

Nahezu $2 km$ lange Systeme von Sammelgräben vereinigen die von einer üppigen Moosdecke genährten unterirdischen Wasseradern der Kupjaker Waldung zu einem ausreichenden Wasserlaufe. Wie üblich gemauerte Canalarinnen mit bergseits, zum Auffangen alles Sickerwassers, durchbrochenen Wandungen sammeln die einer natürlichen Filtration entspringenden Wassermengen und leiten dieselben in ein Gerinne weiter.

Das in der Berglehne situierte Vorrathsreservoir gleicher Construction wie Taf. XII, Fig. 11 (ohne Filtrirkasten) wird unmittelbar davon gespeist. Auch in dieser Haltestelle steht der Krahn mit besagtem Vorrathsreservoir in directer Verbindung.

Hochdruckwerk (Centralstelle) Fužine. (Taf. XII und XIII mit Fužine, Lič, Plase, Meja und Buccari.)

Unter allen bekannten, umfangreichen Anlagen für die Wasserversorgung von Eisenbahnstationen dürfte das in den Taf. XII, Fig. 4 und 5 und XIII, Fig. 3 dargestellte Centralwerk zu Fužine an Grösse und Bedeutung den Vorrang behaupten.

Diese Centralanlage ist bestimmt, fünf Eisenbahn- und mehrere Wächterstationen, ferner fünf wassernothleidende Gemeinden, welch' letztere von der sie bedrängenden Landplage endlich erlöst werden konnten, mit Wasser zu versehen.

Zwischen der Wasserscheide mit dem Passe von Sleme und dem Ličer Berge liegt ein schönes, engbegrenztes und beckenartig geschlossenes Thal, welches von der Eisenbahn durchquert wird. Der Fluss Ličanka, dessen Thalweg durch einen Viaduct von zwei Oeffnungen à $35 m$ Lichtweite übersetzt wird, nimmt darin einen über $12 km$ langen serpentinirenden Lauf, während die Luftlinie vom Flussquell bis zu dessen Verschwindungsstelle kaum $8 km$ beträgt. Der Fluss verschwindet bei Kartovič, um in tausendfältigen unterirdischen Cascaden die, $700 m$ tiefer gelegenen Fluthen des Quarnero zu erreichen. Es ist das letzte verwerthbare Wasser und noch haben wir bis an die Endstation eine Entfernung von $44 km$ und eine absolute Höhe von $816 m$ zu bewältigen.

In der Thalsole, rechts des Eisenbahn-Viaductes von Fužine, wurde nun die Centralanlage für die Wasserbeschaffung angelegt. Im Speciellen ist darüber anzuführen: (Taf. XII, Fig. 10.)

Der Brunnen erhielt zur Sicherstellung seiner Ergiebigkeit einen Saugstollen, welcher das Inundations- und das örtlich regulirte Flussbett quer durchschneidet. Kleine Pumpen schöpfen dieses Brunnenwasser auf die Oberflächenfilter. Von den drei Filtrirkästen haben zwei die Bestimmung, den regelmässigen Betrieb zu sichern, während der dritte als Reserve dient.

Das filtrirte Wasser fliesst selbstthätig in die Pumpenkammer, worin die getheilten Saug- und Druckrohre nach der Station Fužine (Fig. 4) sowohl, wie auch jene nach dem Hochreservoir Lič (Fig. 5) führen.

Das nun gesammelte Wasser konnte auf zahlreichen Wegen nach dem Hochreservoir gefördert werden. Es hat auch die Ermittlung der Rohrfahrt bei Lič, namentlich aber diejenige hinunter zu, nämlich von Lič bis Plase, Meja und Buccari manches Studium erfordert.

War man anfänglich bestrebt, die Rohrtrace längs der Bahn zu verlegen und Bruchpunkte im Alignement zu vermeiden, so führten unsägliche Schwierigkeiten bald zu dem Entschlusse: „die ökonomischste Linie zu wählen“, welche über Stock und Stein hinwegführt. (Taf. XII, Fig. 5.)

Die Wahl dieser Rohrfahrt wird vielleicht räthselhaft gefunden, gedenken wir aber der Hast, womit die Bauarbeiten in ihrer Gesamtheit gefördert, der grossen Anzahl von tiefen Einschnitten und hohen Dämmen, welche noch im Entstehen waren, als mit der Rohrlegung begonnen und die vielen Arbeitercolonnen ohne Aufenthalt beschäftigt werden mussten, und anerkennen wir heute die dem Be-

triebe daraus erwachsene Wohlthat, dass lange und hohe in Absetzung begriffene Dämme umgangen worden sind, dann müssen auch die Arbeitsdispositionen gebilligt werden, welche uns über alle voraussichtlichen, wie auch über alle unberechenbaren Eventualitäten hinweggesetzt und zur rechtzeitigen Vollendung dieses grossen Werkes verholfen haben. Ganz anders gestaltet sich die Situation heute für jenen Bautechniker, welcher mit dem Bestande eines vollends gesicherten Bahnkörpers rechnen kann.

Schöpfungswerk Fiume (Tab. A und B).

Unter den unzähligen Quellen Fiumes entspringt die zur Wasserbeschaffung auf der Station verwendete in ca. 1 m über Meereshöhe. Mittelst einer gusseisernen 200 m langen Leitung wird dieses Wasser in die 3·8 m tief angelegte Cisterne geleitet. Eine normale Dampfmaschine fördert das Wasser in die eisernen Reservoirs mit 112 m³ Inhalt. Von da aus werden die unter sich getrennten Zugförderungs-Anlagen für die königlich ungarische Staatsbahn und jene für die k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft (Sct. Peter-Fiume) mit Wasser versehen.

Rohrmateriale und Rohrverbindungen.

Die Rohre sind englisches Fabrikat von 6, 5, 4 und 3" englisch Lichtweite, und zwar gusseiserne Muffenrohre mit Hanf- und Bleidichtung für gerade Strecken und auf consolidirtem Untergrunde; ferner gusseiserne Muffengelenkrohre mit Gummidichtung für krumme Wege und in Dämmen. Alle Flanschen für die Einschaltung von Absperrschiebern etc. haben Gummidichtung.

Façonröhren. Die Abzweigstücke im geraden Arme haben dreierlei Baulängen: 2½' englisch (0·762 m), 2¼' (0·711 m), 2⅓' (0·660 m), welchen der Reihe nach die lichten Durchmesser von: 6" (152·4 mm), 5" (127 mm), 4 und 3" (102 und 76 mm) zufallen. Alle Abzweigstutzen weichen im Winkel von 45° ab. Die Bogenstücke für 6 und 5" Rohrweiten entsprechen einem Radius von 6' englisch (1·828 m); für alle schwächeren ist $R = 3'$ englisch (0·914 m).

Rohrlängen. Sämmtliche Rohre in der currenten Fahrt messen, ohne Unterschied ihrer Durchmesser 10' (2·743 m) Baulänge. Ablenkungen der Leitung im rechten Winkel setzen sich aus Bogentheilen von 45° (für obige Radien) zusammen.

Materialproben und Verfrachtung. Die überseeischen Rohre wurden vertragsmässig loco Landungsstelle „Fiume“ der Druckprobe und der Collaudirung mit einem, trotz der für schwache Rohre wohl ungewöhnlichen Länge, überraschend günstigen Ergebnisse unterzogen. Die Verfrachtung der so erprobten Rohre war alsdann eine nicht geringe administrativ technische Sorge, denn nicht so sehr der Rohrbruch als vielmehr die Rohrverletzung war es, was um jeden Preis vermieden werden musste.

Es geschah daher jede Ladung unter Controle bezüglich der Stückzahl und der Packung. Schlechte und sehr steile Landstrassen, oft nur Gemeindewege, mussten mit äusserst primitivem Fuhrwerke bewältigt, die Depôtplätze mitten auf dem Steinfeld gebildet werden. Es war daher nothwendig, jedes Rohr am Wagen sowohl, wie am Lagerplatze durch Unter- und Zwischenlager von Holz vollständig zu isoliren; wohl auch das in Ansehung des nahen Voll-

endungstermines kostbar gewordene Materiale auf seinen Wegen bis zur Verwendungsstelle strenge zu beaufsichtigen.

Von den Depôtplätzen bis zur Verwendungsstelle wurden die Rohre meist durch Lastthiere oder von Menschenhand getragen, denn die Rohrtrace befand sich von der nächsten Lagerstelle oft weit entlegen, durch unwegsame Pfade verbunden, und war nicht selten nur durch Klettergerüste zu erreichen, daher die Rohre nur einzeln dahingeschafft werden konnten.

Vertheilung der Rohre nach ihrer Lichtweite. Es wurden verwendet:

6" engl. für sämmtliche Krahnleitungen auf den Stationen und für die Druckleitung von Fuzine bis zum Hochreservoir auf Lič.

5" engl. für die Länge von ca. 5 km vom Hochreservoir Lič bis zum Gefällsbruche gegen Plase hinunter.

4" engl. für die Druckleitungen zu Generalskistol, Ogulin und Fuzine (Station), dann vom Gefällsbruche über Plase (Station), durch Plase hinweg bis Meja.

3" engl. von Meja bis Buccari und für Nebenleitungen.

III. Erfahrungsdaten.

Es dürfte von einigem Werthe sein, hier, wenn auch nur in aphoristischer Form, die Erfahrungen mitzutheilen, welche hinsichtlich der vorstehend geschilderten Wasserbeschaffungs-Anlagen gemacht wurden, da hieraus manche Winke für künftige Anlagen entnommen werden können.

ad Hochdruckwerk Generalskistol.

1. Ein Pumpenwächter kann erfahrungsgemäss zwei bis drei Wasserstationen, also jener von Ogulin leichthin auch Generalskistol bedienen, somit ist die complete Pumpenwächter-Wohnung in Generalskistol überzählig.

2. Gemauerte Vorrathsreservoirs für die Locomotivspeisung sind nicht so vortheilhaft wie eiserne: a) weil Undichtigkeiten der ersteren (meist in Folge überhasteter Arbeit) den anfänglichen Betrieb in Frage stellen; b) weil gemauerte Reservoirs constant niedere Temperatur des Wassers erhalten, daher das Vorwärmen auch im Sommer statthaben muss; c) der Bedarf an Trinkwasser kann durch kleine gemauerte Reservoirs sichergestellt werden.

3. In unterirdischen Schächten mit überschottertem Deckel angebrachte Feuerwechsel in den Stationen sind werthlos. Ueber den Erdboden erbaute Hydranten wären vorzuziehen, denn erstere sind zumeist in der Noth nicht schnell zugänglich, theils auch unwirksam.

4. Zum Hochdruckwerke an der Mržnica wäre ein hydraulischer Motor anzustreben. Die Kohlenzufuhr dahin ist sehr beschwerlich und kostspielig.

5. Oberflächen-Sandfilter mit Unterstützungskörper, nach Taf. XII, Fig. 7 construiert, sind in ökonomischer Hinsicht*) unzweckmässig; auch sind dieselben den Frostschäden preisgegeben und den Winter über unwirksam. Filter jeder Art schütze man daher gegen den Frost.

ad Quellwerk „Skrad“.

6. Hier erscheint die Filtriranlage überflüssig. Das Tagwasser im Bereiche der Quelle wäre jedoch aufzuwaschen und abzuleiten.

*) Vergleiche des Verfassers Aufsatz über „Cisternen“, Vereinszeitschrift 1885, II. Heft.

7. Das grosse Vorrathsreservoir wird, angesichts der unversiegbaren Quelle, entbehrlich.

ad Quellwerk „Susiča“.

Sobald die Absetzung der Dämme zum Stillstande gekommen sein wird, könnte die Wasserstation „Delnice“ geschaffen werden, resp. die Ueberführung des Susičawassers, im Bahnkörper, dahin erfolgen. Kostenpunkt und Betriebs-erleichterung kommen hiebei auf die Wagschalen.

ad Hochdruckwerk „Fuzine“ (Centralstelle).

8. Die Zuziehung der Veliko-Vrelo-Quelle (Ursprung des Ličankafusses) mit einem Ueberdruck von 13 m gegen den Wasserspiegel im Brunnen des jetzigen Maschinenhauses, würde den Werth der Anlage erhöhen.

9. Durch die Canalisirung des Veliko-Vrelo liesse sich eine hydraulische Betriebskraft schaffen. Der Dampf-motor bliebe in Reserve.

10. Der Drillingsfilter in Fužine, Taf. XII, Fig. 10, dürfte heute, als entbehrlich, ausser Thätigkeit stehen.

Hochreservoir Lič.

11. Das Hochreservoir auf der Haltestelle „Lič“ entleert sich oft gänzlich Für den Localbedarf an Trink- und Nutzwasser wäre durch ein Hausreservoir zu sorgen.

12. Es erscheint räthlich, in Lič (eventuell in Plase) zwei grosse Feldreservoirs herzustellen; noch besser wären auf Regenwasser berechnete Himmelteiche, also eine von dem Centralwerke unabhängige Aushilfsquelle, anzulegen.

ad Schöpfwerk „Fiume“.

13. Die Süsswasserleitung vom Mühlbache in die Cisterne wird, ihrer Tiefenlage wegen, von brakischem Wasser umspült. Es wäre angezeigt, die Stations-Cisterne aufzulassen, dagegen den Rohrstrang auf die Höhe des Filterkastens zu heben und als Saugleitung mit dem Pumpwerke direct zu verbinden. Das Rohmateriales behielte hiedurch eine längere Dauer.

Nun folgen etwelche Betrachtungen über die Rohr-fahrten:

14. Die Rohrfahrten in der kalten Zone liegen 1.25 m tief und sind einfach überschüttet, sie bedürfen dort eines weiteren Schutzes, wo zumal Borastürme herrschen und in Folge dessen Temperatur-Rückgänge bis -10° notirt werden. Rohrbrüche durch Frost sind namentlich an den Höhen-Bruchpunkten der Leitungen anfänglich vorgekommen; es genügt die angegebene Tiefenlage vielleicht nur bei Anwendung eines im Karste nicht vorfindlichen, erdigen Ueber-schüttungsmateriales.

15. Im siebartig gelöcherten Karstboden sind undichte Stellen in der Leitung schwer aufzufinden, daher viele Probirhähne, zugleich Lufthähne, angebracht werden müssen.

16. Central Wasserversorgungs-Anlagen, wie jene von „Fužine“, sind unverlässlich, denn es kann leicht hin durch Störungen in der Leitung auf 40 km Bahnstrecke wenn der Zugverkehr gross ist, Wassernoth eintreten. — Hingegen sind derlei Centralwerke bei geringem Verkehre nicht ökonomisch, denn mobile Wasserstationen, d. h. zum Wassertransporte eingerichtete Waggonen sichern ein unter Umständen weit billigeres Wasser. Solche Wasserwägen müssen jedenfalls im Bereiche des Central-Wasserwerkes den Wagenpark ergänzen und allzeit in Bereitschaft stehen.

17. In der eigentlichen Karstgegend und namentlich längs der Eisenbahn-Schleifen bei Plase, dann jenen zwischen Meja und Buccari, ferner längs der Linie von der Station Buccari bis Unterdraga (bei Fiume), wäre eine Wasserleitung von unschätzbarem Werthe.

Heute, 12 Jahre nach Fertigstellung der gegenständlichen Eisenbahnlinie, wäre die Verlegung der Leitungen auf den Bahnkörper, beziehentlich die Verlängerung der Linie über Buccari hinaus nicht nur möglich, sondern auch an sich eine Verbesserung der Anlage, welche auf den Betrieb in weiteren Sinne nur förderlich wirken könnte.

Wir würden hiedurch die grossen Vortheile erlangen, welche Leitungen im continurlichen Gefälle unter beständiger Aufsicht des die Bahn bewachenden Personales vor anderen haben. — Viele Wächterstationen fielen der vielleicht mangelhaften, immerhin begrenzten Versorgung, welche kleine Cisternen mit sich bringen, ab; sie könnten dann aus dem Hauptstrange mit Wasser versorgt werden.

Verschiedenes.

18. In der vegetationslosen Karstgegend, zwischen Lič und Buccari, haben seinerzeit um Wasserabgabe petitionirt:

Gemeinde Hreljin	pro Tag 600 Eimer =	34.0 m ³
„ Slobin	100 „ =	5.7 „
„ Praputnik	200 „ =	11.3 „
„ Krasica	200 „ =	11.3 „
„ Skrljevo u. Kubuljanovo „	300 „ =	17.0 „
Zusammen .		79.3 m ³

das sind pro Stunde Tagzeit (Nachtzeit ausgeschlossen)

$$\frac{80}{12} = 6.7 m^3.$$

19. Unzertrennlich vom Wesen einer Eisenbahn-Wasserstation ist, wiewohl es seltsam erscheint, die Sandstation. Zu jeder Wasserstation nämlich, zumal für jene, welche der Bergfahrt dienen oder deren Strecken im Karstgebiete dem Streichen der Bora preisgegeben sind, soll ein Depôttraum für die Aufnahme eines grösseren „Sand-Vorrathes“ nicht mangeln. Und weil der Sand nur im vollkommen trockenen Zustande zum Locomotivdienst taugt, so müssen auch natürliche oder künstliche Sand-Trockner mit den Vorraths-Kammern in Verbindung stehen.

Das Sanderforderniss ermisst sich erfahrungsgemäss, für Gebirgsbahnen mit mittelstarkem Zugverkehr, auf rund 5 m³ pro Bahn-Kilometer eingleisiger Bahnlänge und Jahr.

* * *

Die gemachten Mittheilungen und Bekenntnisse stammen allerdings aus der Zeit meiner Amtsthätigkeit beim Baue der Linie Carlstadt-Fiume her, und nehmen dieselben für sich sozusagen den Werth subjectiver, vielleicht durch die Erfahrungen während des 12jährigen Betriebes überholten Anschauungen in Anspruch; doch steht zu erwarten, dass die seither verwaltenden Organe nunmehr ihr Scherflein beitragen, und hauptsächlich über das Centralwasserwerk von „Fužine“ die erwünschten statistischen Daten bringen werden, wonach in erster Linie der Grad der Zulässigkeit von Centralwasserwerks-Systemen — ohne jede andere Aushilfsquelle — für Bahnen ersten Ranges beurtheilt werden könnte.

Triest, im December 1885.

Die Ueberschiebung der Oliven-Insel-Brücke im Kriegshafen von Pola mit Ausnützung von Ebbe und Fluth.

Von **Franz Oliva**, k. k. Marine-Ober-Ingenieur, See-Arsenal-Baudirector.

(Mit Zeichnungen auf Taf. XIV und XV.)

Im k. k. See-Arsenale zu Pola liegen die Schiffswerften, Docks etc. auf der Oliven-Insel, *) welche bis zu Anfang des Jahres 1884 mit dem Festlande nur durch Schiffsverkehr verbunden war. Der Transport der vielen und schweren Materialien, der sämtlichen Arbeiter erforderte nicht nur Kosten, sondern war auch mit einem Zeitverluste verbunden, nur zu oft auch vom Wetter und See-gange abhängig.

Die Marine-Leitung war daher schon Anfang 1870 bedacht, das Festland mit der Insel durch eine Brücke zu verbinden, die Insel dem directen Eisenbahn-Verkehr zu eröffnen.

Viele wichtige andere Bauten, insbesondere das Trockendock Nr. II erforderten bedeutende Summen, so dass die disponiblen Geldmittel für den Brückenbau nur spärlich flossen. Bis zum Jahre 1878 waren nur die Steinwürfe und die beiden Wurzeln (Land und Insel) hergestellt. Im Jahre 1882 waren die drei Pfeiler *a*, *b* und *c* (Taf. XV Grundriss) ausgeführt.

Die Pfeiler *a* und *c* sind auf Steinwürfen fundirt. Die eigentlichen Pfeiler bestehen aus Santorinbétonguss-Mauerwerk von ca. 6 m Höhe und sind im Innern mit gewöhnlichem Schutt angefüllt.

Der Mittelpfeiler *b* (Taf. XV) ist auf festem Boden fundirt, besteht aus einer freien Santorinbétonschüttung von ca. 5 m Höhe, auf welche ein eiserner Caisson von ca. 12 m mittlerem Durchmesser und 17 m Höhe gesetzt wurde, dessen Anfüllung ebenfalls aus Santorinbétonguss bestand. **)

Als wir im Jänner 1883 mit der Bauleitung der Oliven-Insel-Brücke betraut wurden, fanden wir den Unterbau bereits fertig und unsere Aufgabe war die Herstellung sämtlicher Brückenaufleger und der Oberwasser-Verkleidungsmauern, der Eisen-Construction sammt Fahrbahn und Brückenbelag.

Nach dem vorhandenen Unterbaue zerfiel die gesamte Brücke in drei Theile.

1. Gitterbrücke lang $57.924 + 52.904 =$ zus. lang 110.828 m
Stützweite = 108.85 „
mit einem Mittelpfeiler
2. Blechbrücke, lang 7.00 „
Stützweite 6.45 „
3. Holzprovisorium, lang 13.75 „
lichte Weite 11.93 „

Die letztere Holzbrücke, welche zur Ueberschiebung der Gitterbrücke diente, wurde nach Durchführung dieser Arbeit derart adaptirt, dass sie mit den gewöhnlichen Eisenbahn-Betriebsmitteln befahren werden konnte.

*) So benannt von den ehemaligen Olivenhainen, die auf dieser Insel im Privatbesitze waren. Bei der Planirung wurden zwei dieser Bäume als Wahrzeichen belassen.

**) Mischung 0.22 m³ gelöschter Kalk, 0.78 m³ Schlägelschotter, 0.78 m³ Santorin.

Gegenwärtig ist dieses Holzprovisorium durch eine eiserne Drehbrücke für den normalen Eisenbahn-Betrieb ersetzt.

Diese Drehbrücke, welche sowie sämtliche Brücken-Bestandtheile der Oliven-Insel-Brücke von der Firma Ignaz Gridl in Wien geliefert und montirt wurde, ist am 30. November 1884 vom österr. Ingenieur- und Architekten-Verein im Etablissement Gridl besichtigt worden. (Siehe „Wochenschrift“ Nr. 49, 1884).

Als Verkehrsbelastung wurde pro Meter Geleise angenommen: Bei der Gitterbrücke 3 t, Blechbrücke 6 t und Drehbrücke 4 t.

Wie aus der Zeichnung, Taf. XV, ersichtlich, bereitete die Ausführung des Mittelpfeilers grosse Schwierigkeiten. Die grösste Tiefe der Schlamm-Aushebung betrug 22 m.

Dieser Mittelpfeiler steht nicht in der Mitte, sondern um ca. 5 m inselseitig. Der Grund hiezu lag in dem Umstande, dass bei der Grundreinigung mit dem pneumatischen Apparate *) an der Stelle in der Mitte eine grosse Terrain-senkung, die mit Schlamm gefüllt war, vorgefunden wurde. (In Taf. XV bei *p*). Um nun nicht enorme Massen Schlamm auszuarbeiten, und diese bedeutende Baugrube mit Santorinbétonguss-Mauerwerk anfüllen zu müssen, wurde der Pfeiler um die vorerwähnten 5 m inselseitig verschoben.

Die Herstellung der freien Bétonschüttung, die Verbindung der einzelnen Sectionen durch Verschraubung unter Wasser durch Taucher, welche äusserst vorsichtig bewirkt werden musste, damit die Achse des Caissons vertical erhalten wurde, waren sehr schwierige Arbeiten.

Bezüglich der Zulässigkeit des Santorinbétonguss-Mauerwerkes im Unterbau verweisen wir auf die Versuche des Herrn Ober-Inspectors Friedrich Bö m c h e s (Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, 36. Jahrgang 1884, III. Heft).

Die Zugfestigkeit nach sechs Monaten ist pro cm² ca. 20 kg, wobei unser Béton dem erprobten Mörtel gleichwerthig angenommen wird.

Nehmen wir für jedes der vier Pendellager eine Unterlagsfläche von 1 m² an, so ergibt sich $100 \times 100 \times 20 = 200.000$ kg daher 200 t für Zugfestigkeit und 2000 t für Druckfestigkeit, daher zulässige Belastung mit 10facher Sicherheit 200 t. Der stattfindende Auflagerdruck beträgt jedoch nur 30 t.

Nach dieser, den Unterbau beleuchtenden Einleitung, wollen wir zu unserem eigentlichen Thema übergehen.

Wie aus Taf. XV, Stadium 1, ersichtlich, wurden die beiden Theile der Brücke nicht auf einem Mon-

*) Derselbe, der auch beim Trockendockbau Nr. II verwendet wurde und in der Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, Jahrgang 1878, III. und IV. Heft, vom Ingenieur Baron Popp beschrieben wurde.

tirungs-Gerüste angearbeitet, sondern auf den anschliessenden Molowurzeln in der Verlängerung der Brückenachse aufgestellt. Ein Montirungs-Gerüste hätte bei der bedeutenden Wassertiefe colossale Summen gekostet und wäre überhaupt äusserst schwierig auszuführen gewesen. Es blieb daher nur die Ueberschiebung übrig.

Das Princip derselben war: Die Brücke am Lande derart weit vorzuschieben, dass sie mit einem Ende auf einem geeigneten Lastboote (Ponton), mit dem andern Ende am Lande lagere.

Ist dies eingetreten, so wäre sodann der Ponton und mit ihm die Brücke an diesem Ende zu heben, der Ponton im Wasser langsam gegen den Mittelpfeiler zu ziehen, was keine besondere Kraftanstrengung erfordert, da nur am einen Ende der Brücke die Reibung zu überwinden ist, und sodann der Ponton und mit ihm die Brücke wieder zu senken.

Die Brücke durfte nur auf den zwei Endpunkten am Lande und zur See aufliegen, ein weiterer Auflagepunkt zur See während der Ueberschiebung war ausgeschlossen, da durch eintretende Ebbe oder Fluth zwischen den drei Auflagepunkten des Untergurtes nicht immer eine gerade Linie möglich gewesen wäre; daher entfiel ein zweiter Ponton.

Um nun den Ponton zu heben oder zu senken, standen zwei Mittel zu Gebote:

1. Denselben zu belasten oder entlasten (Ballasteisen ein- und ausschiffen).

2. Fluth und Ebbe.

Letztere betrug im November 1883 in Pola 0.90 m.

Es war somit möglich, durch die Zuhilfenahme von Ebbe und Fluth den Ponton und mit ihm die Brücke um 90 cm zu heben oder senken, ohne weitere Anwendung von Maschinen etc., die auf dem labilen Elemente „See“ nicht sehr verlässlich sind.

Um für alle Fälle gesichert zu sein, falls Ebbe und Fluth nicht rechtzeitig und entsprechend eintreten würde, wurde auch das Ein- und Ausschiffen von Ballast als Hilfsmittel in Betracht gezogen.

Die Brücke selbst sollte auf Kugeln, wovon vier Lager unter den Eckständern angebracht waren, geschoben werden.

Zur Ueberschiebung stand daher folgendes Programm:

1. Vorseiben am Lande soweit über das Auflager, (Stadium 2 mit Hinweglassung des Pontons), dass die Brücke über den Ponton derart ragt, dass der vorstehende Theil den Radius des Mittelpfeilers beträgt, damit, wenn der Ponton beim Mittelpfeiler anlegt, der Ständer gleich auf seinem Platze in der Mitte des Pfeilers steht.

2. Ermittlung der Zeit und der absoluten Höhe der tiefsten Ebbe, um den Ponton zu dieser Zeit unter die Brücke bringen, und die, der Höhe des Wasserstandes entsprechende, vorbereitete Unterlage zwischen Ponton und Untergurt einlegen zu können.

Am 29. November 1883, am Vortage der Ueberschiebung war tiefste Ebbe um 2 Uhr Früh; der Wasserstand 50 cm über dem Nullpunkte.

3. Ist am Morgen um 2 Uhr Früh die Unterstellung des Pontons unter die Brücke bewirkt (Stadium 2) so ist

die Hebung durch die Fluth abzuwarten. (Stadium 3). Sollte keine entsprechende Fluth eintreten, so ist durch Ausschiffen von Ballast nachzuhelfen.

Der Ponton konnte nur bei Ebbe am Morgen desselben Tages unterstellt werden, da, wenn dies Tags zuvor geschehen und er belassen worden wäre, ihn die Fluth gehoben und er mit der Brücke sich nach der Strömung oder Seegang geschaukelt hätte, bei schwerem Wetter hätte er die Brücke beschädigen können.

Bei Fluth war der Ponton wegen der Höhe seiner Bordwände überhaupt nicht unter die Brücke zu bringen.

4. Ist der Ponton durch die Fluth (Stadium 3) gehoben, so wird derselbe sofort und mit ihm die Brücke gegen den Mittelpfeiler (Stadium 4) gezogen; dort angelangt, wird der vorragende Theil sofort unterklotzt, wodurch die Brücke sehr hoch liegt.

5. Es wird Ebbe abgewartet, wodurch der Ponton sich senkt und selbst von der auf ihm lagernden Brücke sich befreit (Stadium 5).

Nach Feststellung dieses Programmes wurde an die Vorbereitung der Hilfsmittel gegangen.

Als Lastboot (Ponton) wurde vom Arsenele zu Pola der Ponton „Fermo“, (Taf. XV, Grundriss), gewählt. Derselbe, im Jahre 1883 gründlich reparirt, repräsentirte ein vorzügliches Lastboot mit ca. 500 t Tragfähigkeit.

Nachdem dieser Ponton unbelastet zu viel aus dem Wasser ragte, wurde er mit 250 t Eisen belastet, wodurch er die nöthige Tauchung erhielt.

Bei dieser Belastung und Verwendung des Pontons wurde auch auf folgenden Umstand Rücksicht genommen.

Beim Uebergange vom Stadium 2 zu 3 wirkte die Last der Brücke mit 60 t nach abwärts, der Druck des Wassers bei Fluth nach aufwärts. Fermo sank bei 22 m Länge und 8.5 m Breite mit der Last von 60 t 3.2 cm ein, die Fluth betrug 90 cm, es war daher keine Gefahr, dass die Fluth den Ponton sammt Brücke vom Stadium 2 zu Stadium 3 nicht heben sollte.

Um nun den Ponton „Fermo“ möglichst sicher gleichmässig und ruhig derart vorwärts bewegen zu können, dass er der durch den Zug von zwei auf Lastbooten in See aufgestellten Dampfwinden (Taf. XV, Grundriss bei d) gegen den Mittelpfeiler sich bewegenden Brücke folge, wurde Fermo mit vier ausgelegten Ankern vertäut; durch Nachlassen der Verbindungstaue der zwei rückwärtigen und Anholen der Taue der vorderen Anker konnte er sicher bewegt werden.

Um nun noch das Schwanken des Fermo zu paralysiren, das eintreten musste, wenn das Verholen und Nachlassen der Taue nicht absolut gleichmässig vor sich ging, wurde zwischen Festland und Insel ein starkes Tau cf gespannt, an dem ein Ring g gleiten konnte. An diesem Ringe war ein Flaschenzug befestigt, der an Bord des Fermo führte, mit welchem letzterer in seiner Lage derart regulirt werden konnte, dass seine kurze Achse mit der Brückenmittellinie zusammenfiel.

Unter dem Ringe g war ein Boot mit zwei Matrosen gestellt, welche Sorge trugen, dass der Ring stets gleite.

Nachdem diese Vorkehrungen getroffen waren, wurde mit dem Ueberschieben begonnen. Bei demselben traten jedoch einige unvorhergesehene Hindernisse ein, so dass es nicht uninteressant sein dürfte, nachstehend unser damaliges Tagesjournal anzuführen.

26. November 1883, 12 Uhr Mittag, war die Ueberschiebungs-*vorrichtung* mit Kugeln vollendet.

Die Brücke sollte für das erste Anziehen mit hydraulischen Pressen ein wenig gehoben werden, da die vier Auflager einige Centimeter im natürlichen Terrain trotz einer Bettung aus Holzrösten eingesunken waren. Statt die Brücke zu heben, versanken die Postamente der Pressen. Um die Brücke auf das richtige Niveau zu bringen, wurde ein Dampfkrahn mit 40 t Tragfähigkeit beigezogen, der, vereint mit hydraulischen Pressen, die Brücke hob.

Am 27. November waren neuerliche Senkungen der Auflager zu verzeichnen, doch gelang es diesmal bloß mit den Pressen dieselben zu beheben, nachdem das Terrain genügend comprimirt war. Um 10 Uhr a. m. wurde mit dem Zuge von zwei Dampfwinden (d. Taf. XV, Grundriss) begonnen.

Nach den ersten Bewegungen zeigte es sich, dass durch das Nachgeben des Terrains (es war neun Jahre alte Anschüttung) die Kugelüberschiebungs-Vorrichtung nicht anwendbar war, die ganze Construction derselben wurde verbogen und spießte sich.

Es war zu befürchten, dass sobald die Brücke mit dem einen Ende auf Fermo sein wird, dieser (der, trotz vierkant vertäut, ein labiles Unterlager bildete), schwanken werde, — was bei einigem Wellengange auch später eintrat — dadurch konnte die Brücke an ihrem Ende von den Kugeln verschoben werden und sogar seitwärts abrutschen.

Trotz dieser Erwägungen wurde am 28. November das reparirte Kugelsystem neuerdings eingesetzt, den ganzen Tag das Ueberschieben versucht, es misslang neuerdings.

Am 29. November wurden statt der Kugelüberschiebungs-Vorrichtungen vier Schlitten angebracht, wie sie auf Taf. XV (Seitenansicht, untere Ansicht, Querschnitt) gezeichnet sind. Dieselben gleiteten auf zwei Bessemer-Stahlschienen (Profil der Istrianer-Staatseisenbahn).

Mit diesen Schlitten, die auch in den verschiedenen „Stadien“ eingezeichnet sind, gelang es die Brücke so weit vorzuschieben, wie es Stadium 2 dargestellt.

Am 29. November hatten wir den Ponton Fermo schon in der Nähe der Brücke bereit. Ein plötzlich auftretender Nordost (Bora) versetzte denselben in derartiges Schwanken, dass es als ein günstiger Zufall bezeichnet werden musste, dass an diesem Tage die Brücke noch am Lande war.

Am 30. November 2 Uhr Morgens hielten wir schweren Rath! Es wurde beschlossen, die Ueberschiebung zu wagen. *)

*) Ausser dem Schreiber dieses als Bauleiter nahm noch Vereinsgenosse Herr Siegmund Wagner, Chef-Ingenieur der Firma Gridl, und Oberbootsmann Anton Lonzar, welcher Letzterer die Arbeiten am Ponton Fermo besorgte, theil. Lonzar, ein alter weitherharter Seemann, blickte auf den klaren Sternenhimmel, ein langer weiterer Blick nach Nordost

Der Ponton „Fermo“ wurde unterschoben und zwischen ihm und der Brücke ein festes Lager eingekleimt. Wasserstand war + 0.50 m ober Null (Stadium 2).

Um 4 Uhr Morgens machte sich die Fluth bemerkbar, da sie jedoch langsam stieg, wurde Ballast ausgeschifft, wodurch sich der Fermo hob.

Um 9 Uhr Morgens war der höchste Wasserstand + 1.40 m ober Null (Stadium 3).

Sofort begann die Ueberfahrt (Stadium 4 und Grundriss), welche um 11 Uhr Vormittags beendet war. Die Brücke lag sodann am Mittelpfeiler sowie am Lande auf einer Holzunterlage.

Vor dem Anfahren auf den Mittelpfeiler musste, da seit 10 Uhr wieder langsam Ebbe einzutreten begann, Ballast ausgeschifft werden, damit Fermo in die richtige Höhenlage, bedingt durch den Holzaufbau am Mittelpfeiler, gelange.

Bei der nun eintretenden Ebbe senkte sich Fermo allein, ohne die Brücke, welches Senken noch durch Auflage von dem früher ausgeladenen Ballast beschleunigt wurde (Stadium 5). Fermo konnte sodann leicht entfernt werden.

In derselben Weise wurde der zweite Theil der Brücke von der Inselseite her überschoben, ohne vorher die Kugelvorrückung einzusetzen. Auch bei diesem Theile gelang die Ueberschiebung in einem Tage.

Wir sind der Ueberzeugung, dass die Kugelüberschiebung am Lande, wo fester Boden ist, sich recht gut verwenden lässt, *) zur See jedoch, wo das eine Brückende auf einem beweglichen Lager ruht, müssen entsprechende Vorkehrungen getroffen werden, damit die Führung des zweiten Endes eine gesicherte ist.

Unser Schlitten erscheint sehr einfach und sicher. Wenn sowohl die Schienen als auch seine untere Fläche mit einem Schmiermittel gut bestrichen werden, ist durch die, zur See immer zur Hand habenden Dampfwinden die vermehrte Reibung gegen die Kugeln nicht vom Belange.

Nachdem beide Brückentheile auf ihrem Platze waren, wurden sie mit hydraulischen Pressen in ihre richtige Lage gesenkt (Stadium 6).

Erweiternd während der Arbeit waren, da die sämtlichen Monteure nur deutsch sprachen, während die Zimmerleute, der Oberbootsmann und die Matrosen, die den Fermo und die anderen Fahrzeuge bedienten, nur italienisch sprachen, die köstlichen Scenen, die sich daraus ergaben; manch' kerniges, doch nicht böse gemeintes Seemannswort ist da gefallen, von einem stämmigen Steirer mit Verwunderung aufgenommen, und nur zu oft kam die Bauleitung in die Lage, nicht nur den Dolmetsch, sondern auch den Richter zu machen.

dem Bora-, und Südost dem Scirocco-Winkel, lächelte und ein kurzes „provemo“ war die Antwort. Wir stimmten seiner Ansicht bei und hatten es nicht zu bereuen.

*) Wie auch die Drehbrücke, deren Fundirung in der „Wochenschrift“ Nr. 31 und 32 ex 1885 beschrieben wurde, auf den Kugeln recht gut functionirt.

Die Gegenseitigkeit der Verschiebungen.

Von Dr. Forchheimer, Dozent in Aachen.

I. Der Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen.

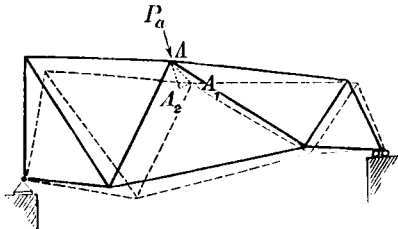
Auf jedes Fachwerk wirken Belastungen und Auflagerkräfte. Wenn eine Last P_a allmählich aufgebracht wird, senkt sich die Brücke (Fig. 1). Dabei beschreibt der Angriffspunkt A der Last P_a einen Weg $\overline{AA_1}$. Dadurch verrichtet die Last Arbeit. Diese Arbeit ist $= \frac{1}{2} \text{Kraft} \times \text{Projection des Weges auf die Kraft oder:}$

$$\text{Arbeit} = \frac{1}{2} P_a \cdot \overline{AA_1}.$$

Es sollen nur Auflager angenommen werden, deren Gegendrücke keine Arbeit verrichten. Solche Auflager sind z. B. feste Kipplager, da bei ihnen der Weg Null ist, sowie Rollenlager, bei welchen die Kraft senkrecht auf den Weg steht, also zwar nicht der Weg, aber die Wegprojection Null ist. Die Arbeit, welche die sinkende Last sammt dem Eigengewicht verrichtet, dient bei solcher Auflagerung nur zur Formänderung des Fachwerkes.

Es möge eine Last P_a für sich allein, im Knotenpunkte A eines

Fig. 1.



Fachwerkes aufgebracht, in einem bestimmten Stabe die Spannung S_a hervorrufen und eine Last P_b , im Punkte B aufgebracht, für sich allein im nämlichen Stabe die Spannung S_b bewirken. Nun sei das Fachwerk derart beschaffen, dass, wenn sowohl P_a als P_b auftreten, im Stabe die Spannung $S_a + S_b$ herrscht. Jede Last erzeugt in den Fachwerkstäben Spannungen, in Folge dessen Dehnung von manchen Stäben, Verkürzung von anderen und daher eine Verschiebung fast aller Knotenpunkte. Da die Verschiebungen bloß von den Längenänderungen der Stäbe herrühren und ein Fachwerk angenommen wurde, bei dem eine bestimmte äussere Kraft gleichgiltig, ob das Fachwerk schon belastet ist oder nicht, stets die herrschenden Spannungen um gleiche Beträge vergrössert oder vermindert, so bewirkt eine aufgebrachte Last immer dieselbe Verschiebung eines bestimmten Knotenpunktes, so lange die Längenänderung eines jeden Stabes proportional der Aenderung seiner Spannung vor sich geht. Verursacht z. B. eine Last P_a für sich allein die Senkung eines Knotenpunktes um V_a und die wagrechte Verrückung um H_a und die Last P_b die Senkung desselben Punktes um V_b und die wagrechte Verrückung um H_b , so bewirken P_a und P_b zusammen eine Senkung $V_a + V_b$ und eine wagrechte Verrückung $H_a + H_b$.

Nun soll ein gewichtloses Fachwerk betrachtet werden. Für dasselbe bedeute:

P_a eine Last im Knotenpunkte A

P_b „ „ „ „ „ B

A_a die Projection der durch P_a hervorgerufenen Verschiebung von A auf P_a
 A_b „ „ „ „ „ P_b „ „ „ „ „ A „ P_a
 B_a „ „ „ „ „ P_a „ „ „ „ „ B „ P_b
 B_b „ „ „ „ „ P_b „ „ „ „ „ B „ P_b

Lässt man nun in A die Kraft P_a wirken, so verrichtet sie die Arbeit $\frac{1}{2} P_a A_a$. Tritt P_b in B hinzu, so vermehrt sich die Arbeit der äusseren Kräfte nicht nur um $\frac{1}{2} P_b B_b$, sondern weil jetzt A nochmals seine Lage verändert, also die Last P_a weiter sinkt (oder sich hebt), um $\frac{1}{2} P_b B_b + P_a A_b$. Zusammen haben P_a und P_b also die Arbeit verrichtet:

$$\frac{1}{2} P_a A_a + \frac{1}{2} P_b B_b + P_a A_b,$$

welche verwendet wird, um eine bestimmte Deformation des Fachwerkes hervorzubringen.

Lässt man zuerst B und dann A wirken, so ist die Arbeit beider Lasten zusammen:

$$\frac{1}{2} P_b B_b + \frac{1}{2} P_a A_a + P_b B_a.$$

Der Endzustand des Fachwerkes muss aber derselbe sein wie zuvor, weil es dieselben Lasten trägt. Die Formveränderung hat also dieselbe Arbeit erfordert und es muss sein:

$$\frac{1}{2} P_a A_a + \frac{1}{2} P_b B_b + P_a A_b = \frac{1}{2} P_b B_b + \frac{1}{2} P_b B_a + P_a A_a$$

oder:

$$P_a A_b = P_b B_a$$

und für gleich grosse Kräfte P_a und P_b folgt der Satz*) von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen, nämlich die Gleichung:

$$A_b = B_a.$$

In Worten ausgedrückt, lautet letztere: Wirkt in einem Knotenpunkte A eine Kraft nach der Richtung a und im Knotenpunkte B eine ebenso grosse Kraft nach der Richtung b , so ist die Projection (auf b) der Verschiebung, welche B durch die in A angreifende Kraft erleidet, gleich der Projection (auf a) der Verschiebung, welche A durch die in B angreifende Kraft erfährt.

Da die Verschiebungen, welche Kräfte P_a und P_b hervorrufen, unter den verschiedenen erwähnten Annahmen unabhängig davon sind, ob vor P_a und P_b andere Lasten vorhanden waren, so gilt die Gleichung auch für Fachwerke, welche Eigengewicht besitzen und auf welche eine grössere Anzahl Lasten einwirken.

Wenn eine Last während ihrer Aufbringung neue Kräfte, z. B. Auflagerreibungen, hervorruft, welche Arbeit

*) Bezüglich des Zusammenhanges dieses von Maxwell (Philosophical Magazine, 4 Ser., Vol. XXVII, 1864, S. 294) zuerst entdeckten Satzes mit einigen anderen Eigenschaften des Fachwerkes, werde verwiesen auf Mohr, Beitrag zur Theorie des Fachwerkes, Civil-Ingenieur 1885, Bd. XXXI, Heft 5, bezüglich seiner praktischen Anwendung auf Krohn, der Satz von der Gegenseitigkeit u. s. w., Zeitschr. des Arch.-u. Ing.-Vereines zu Hannover 1884, Heft 4, und Mohr, Beitrag u. s. w., ebenda 1875, Heft 1.

verrichten, so bleibt der Satz gültig, wenn die Kraft P_a (desgl. P_b) dieselbe Gegendruckvermehrung P_{qa} (bezw. P_{qb}) und dieselbe Arbeit $\frac{1}{2} P_{qa} Q_a$ (bezw. $\frac{1}{2} P_{qb} Q_b$) am Auflager veranlasst, ob sie vor oder nach P_b (bezw. P_a) aufgebracht wird. Eine der vorhergehenden gleichartigen Entwicklung liefert dann die Formel:

$$\frac{1}{2} P_a A_a + \frac{1}{2} P_{qa} Q_a + \frac{1}{2} P_b B_b + P_a A_b + \frac{1}{2} P_{qb} Q_b = \\ = \frac{1}{2} P_b B_b + \frac{1}{2} P_{qb} Q_b + \frac{1}{2} P_a A_a + P_b B_a + \frac{1}{2} P_{qa} Q_a$$

oder wieder:

$$P_a A_b = P_b B_a$$

2. Die Beziehungen der Verschiebungs-Ellipsen.

Wenn auf einen Knotenpunkt A eines Fachwerkes eine Kraft wirkt, welche von Null bis zu einer gewissen Grösse anwächst, so veranlasst sie die geradlinige Verschiebung eines anderen Knotenpunktes B , und zwar wächst die Verschiebung proportional der Kraft. Zerlegt man die Kraft in zwei Componenten und lässt man zuerst eine Componente wirken, dann die andere hinzutreten, so beschreibt B einen gebrochenen Linienzug, gelangt aber zuletzt auf denselben Punkt wie früher bei geradliniger Bewegung. Trägt man von A aus die Kraft nach Richtung und Grösse auf und lässt ihren Endpunkt beliebige Wege beschreiben, so stellen die zugehörigen Lagen des verschobenen Knotenpunktes B das axonometrische (affine) Bild dieses Weges (vergl. Fig. 2) dar. Für Drehung der Kraft um den Punkt A , also für einen kreisförmigen Weg des Kraft-Endpunktes, ist der geometrische Ort (vergl. Fig. 3) der verschobenen B demzufolge eine Ellipse.

Es werde die Ellipse, welche der Knotenpunkt B beschreibt, wenn sich eine Kraft $= 1$ um den Knotenpunkt A dreht, die Verschiebungs-Ellipse von B für Kräfte in A genannt. Auf einander senkrechten Krafrichtungen entsprechen im axonometrischen Bilde, also in der Verschiebungs-Ellipse, conjugirte Durchmesser. Daraus, dass grosse und kleine Achse conjugirte Durchmesser sind, geht hervor, dass die Krafrichtung, welche die grösste Verschiebung erzeugt, senkrecht steht auf jener, welche die kleinste Verschiebung hervorbringt.

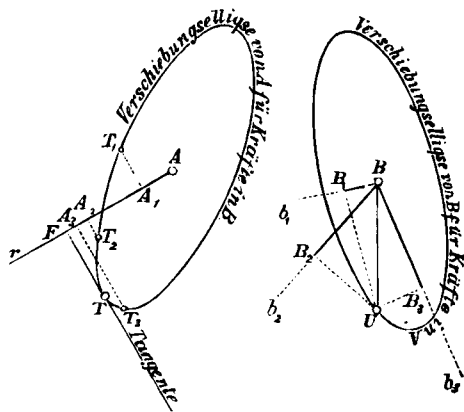
Zeichnet man (Fig. 4) die Verschiebungs-Ellipse von B für Kräfte in A und jene von A für Kräfte in B , so führt der Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen zu einfachen geometrischen Beziehungen zwischen den beiden Ellipsen. Eine Kraft von der Grösse 1 in A nach der Richtung r verursache eine Wanderung des Knotenpunktes B nach U . Legt man durch B verschiedene Gerade b_1, b_2, b_3 u. s. w. und lässt man in ihnen Kräfte $= 1$ auftreten, so veranlassen letztere, dass A nach T_1 , bezw. T_2 , bezw.

T_3 u. s. w. rückt und es müssen die Projectionen von $B U$ auf b_1, b_2, b_3 gleich sein den Projectionen von $A T_1, A T_2, A T_3$ auf r . Mit anderen Worten, es muss (Fig. 3) sein:

$$B B_1 = A A_1, \quad B B_2 = A A_2, \quad B B_3 = A A_3 \text{ u. s. w.}$$

Von allen Projectionen von $B U$ ist die von $B U$ auf sich selbst die grösste. Ihr entspricht daher der äusserste Punkt der Punktreihe $A_1 A_2 A_3$, d. h. der Fusspunkt F der an die Verschiebungs-Ellipse von A senkrecht auf r gelegten Tangente. Eine Kraft von der Grösse 1 in der Richtung $B U$ bewirkt demnach eine Verschiebung von A nach dem Berührungspunkte T der erwähnten Tangente. Seine grösste Länge erreicht $A F$, wenn F auf einen Endpunkt der grossen Achse zu liegen kommt, in welchem Falle F mit dem Berührungspunkt T zusammentrifft, also die Richtungs-

Fig. 4.



linie r der Kraft in A , welche B nach U verschiebt, sich mit der Richtung der Bewegung deckt, welche von einer längs $B U$ wirkenden Kraft veranlasst wird. Da nun $B U$ stets gleich $A F$ sein muss, dem grössten $B U$ also das grösste $A F$ entspricht, so folgt, dass eine in der grossen Achse der Verschiebungs-Ellipse von B wirkende Kraft eine Wanderung von A längs der grossen Achse der Verschiebungs-Ellipse von A verursacht. Ebenso muss das Auftreten einer Kraft längs der durch A gehenden grösseren Achse den Knotenpunkt B längs seiner grösseren Achse vorrücken. Da auf einander senkrechten Krafrichtungen conjugirte Durchmesser der Verschiebungs-Ellipsen entsprechen, erzeugt ferner eine Kraft in der kleinen Achse der einen Ellipse eine Verrückung längs der kleinen Achse der anderen Ellipse. Aus der Gleichheit von $A F$ und $B U$ folgt schliesslich die Gleichheit der beiden grossen und der beiden kleinen Achsen oder die Congruenz der beiden Ellipsen.

Das Ergebniss der Untersuchung lautet daher:

Die Verschiebungs-Ellipsen von A für Kräfte in B und von B für Kräfte in A sind congruent.

Eine Kraft längs einer grossen (kleinen) Achse der Verschiebungs-Ellipse von A für Kräfte in B erzeugt eine Verschiebung längs einer grossen (kleinen) Achse der Verschiebungs-Ellipse von B für Kräfte in A .

Die Maximalverschiebung (Minimalverschiebung) von A für eine Kraft in B ist gleich der

Maximalverschiebung (Minimalverschiebung) von B für eine Kraft in A .

Legt man die beiden Ellipsen auf einander, so decken sich, wenn die Ellipsen nicht Kreise sind, nur in den Achsen Kraft und Verschiebung. Bezüglich aller anderen Richtungen dient zur Feststellung der Zusammengehörigkeit die Eingangs erwähnte affine Beziehung zwischen Kraftkreis und Verschiebungs-Ellipse. Doch lässt sich bei gegebenen Ellipsen für die Krafrichtung $B U$ die Verschiebung $A T$ auch finden, indem man mit $B U$ als Halbmesser einen Kreis mit dem Mittelpunkt A beschreibt und eine gemeinschaftliche Tangente an Kreis und Ellipse legt. Der Berührungspunkt der Ellipse stellt den verschobenen Knotenpunkt A dar.

3. Die Beziehungen zwischen Kraft und Verschiebung desselben Punktes.

Der Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen bleibt gültig, wenn die beiden Knotenpunkte zusammenfallen. Man kann sich hievon leicht überzeugen, wenn man den obigen Gedankengang wiederholt. Die Kraft P_a für sich allein verschiebe den Knotenpunkt K nach A , die Kraft P_b für sich allein nach B . Es bedeute (siehe Fig. 5):

A_a	die	Projection	von	$\overline{K A}$	auf	P_a
A_b	"	"	"	$\overline{K B}$	"	P_a
B_a	"	"	"	$\overline{K A}$	"	P_b
B_b	"	"	"	$\overline{K B}$	"	P_b

P_a als Anfangslast verrichtet die Arbeit $\frac{1}{2} P_a A_a$. Tritt P_b hinzu, so vermehrt sich die Arbeit um $\frac{1}{2} P_b B_b + P_a A_b$ und liefert die Gesamtarbeit $\frac{1}{2} P_a A_a + \frac{1}{2} P_b B_b + P_a A_b$. Ist P_b die erste und P_a die zweite Last, so ist die Gesamtarbeit $\frac{1}{2} P_b B_b + \frac{1}{2} P_a A_a + P_b B_a$. Es muss also wieder $P_a A_b = P_b B_a$ sein.

Fig. 5.

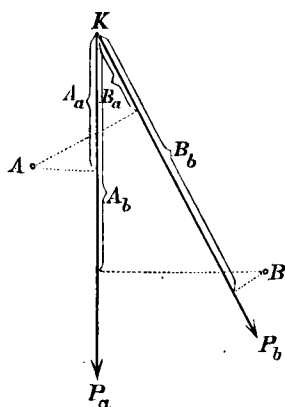
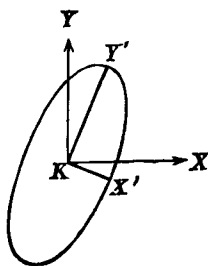


Fig. 6.



Die beiden Verschiebungs-Ellipsen decken sich in diesem Falle, und in den Achsen wirkende Kräfte müssen in der eigenen Richtung verschoben. Hiefür soll noch ein besonderer Beweis folgen. Die Maximal- und Minimalverschiebung $K Y'$ und $K X'$ als conjugirte Halbdurchmesser (siehe Fig. 6) werden durch aufeinander senkrechte Kräfte hervorgebracht und es muss in Folge der Gegenseitigkeit sein:

$$K X' \cdot \cos X' K Y = K Y' \cdot \cos X K Y'.$$

Da Winkel $X' K Y = 180^\circ - X K Y'$ ist, aber $K X'$ im Allgemeinen von $K Y'$ verschieden, verlangt obige Gleichung,

dass $\cos X' K Y = 0$ sei, woraus sofort hervorgeht, dass X' auf $K X$ und Y' auf $K Y$ liegt, d. h. dass die Kräfte, welche die Maximal- und Minimalverschiebung verursachen, in ihrer eigenen Richtung verschoben.

Umgekehrt erzeugt jede Kraft, welche in ihrer eigenen Richtung verschiebt, eine Maximal- oder Minimalverschiebung.

4. Die Verschiebungs-Ellipsoide.

Geht man von einem ebenen Fachwerk, wie es bisher angenommen wurde, zu einem räumlichen über, so entspricht einer Kräfteugel um einen Punkt A ein Verschiebungs-Ellipsoid um den Punkt B und desgleichen einer Kräfteugel von B ein Verschiebungs-Ellipsoid von A . Der Satz der Gegenseitigkeit gilt, wie eine Durchsicht des Beweises lehrt, unter den nämlichen Einschränkungen für den Raum wie für die Ebene und führt zu Beziehungen zwischen den Verschiebungs-Ellipsoiden.

Eine Kraft $= 1$ in A nach der Richtung r verursache eine Wanderung (vergl. wieder Fig. 4) des Knotenpunktes B nach U . Legt man durch B verschiedene Gerade b_1, b_2 u. s. w., welche nicht in derselben Ebene liegen, und lässt man in ihnen Kräfte auftreten, so veranlassen letztere, dass A nach T_1 , bzw. T_2 u. s. w. rückt und es müssen die Projectionen von $B U$ auf b_1, b_2 u. s. w. gleich sein den Projectionen von $A T_1, A T_2$ u. s. w. auf r . Von allen Projectionen von $B U$ ist die von $B U$ auf sich selbst die grösste. Ihr entspricht daher der äusserste Punkt der Geraden r , den man durch Projicirung eines Punktes $T_1, T_2 \dots$ erhalten kann, d. h. der Fusspunkt F , der an das Verschiebungs-Ellipsoid des Punktes A senkrecht auf r gelegten Tangentialebene. Eine Kraft $= 1$ in der Richtung $B U$ bewirkt demnach eine Verschiebung von A nach dem Berührungspunkt T der erwähnten Tangentialebene. Seine grösste (kleinste) Länge erreicht $A F$, wenn F auf einen Endpunkt der grössten (kleinsten) Achse fällt, bei welcher Lage F mit T zusammentrifft, also die Richtungslinie r der Kraft in A , welche B nach U verschiebt, sich mit der Richtung der Bewegung deckt, welche von der längs $B U$ wirkenden Kraft veranlasst wird. Da nun $B U$ stets gleich $A F$ ist, dem grössten $B U$ also das grösste $A F$ entsprechen muss, folgt, dass eine in der grössten (kleinsten) Achse des einen Ellipsoids auftretende Kraft, eine Wanderung längs der grössten (kleinsten) Achse des anderen Ellipsoids verursacht und dass die Verschiebungen längs der grössten (kleinsten) Achse einander gleich sind.

Drei auf einander senkrechten Kräften in A entsprechen, in Folge der Affinität von Kraftugel und Verschiebungs-Ellipsoid, conjugirte Durchmesser des Ellipsoids von B . Zu letzteren gehören die drei Achsen. Eine Verschiebung nach der mittleren Achse des Ellipsoids von B wird daher hervorgerufen durch eine Kraft in A , die senkrecht steht auf jene beiden Krafrichtungen, denen Verrückungen nach der grossen und kleinen Achse entsprechen. Diese Krafrichtungen fallen aber mit der grossen und kleinen Achse des Ellipsoids von A zusammen und senkrecht zu ihnen ist die dritte durch A gehende Achse gerichtet. Verschiebungen nach der mittleren Achse des einen Ellipsoids werden daher veranlasst durch Kräfte, welche in der mittleren Achse des anderen

wirken. Aus der Gegenseitigkeit der Verschiebungen folgt ferner die Gleichheit der Verrückungsstrecken also der beiden mittleren Ellipsoidenachsen. Das Ergebniss der Untersuchung lässt sich wie folgt aussprechen.

Die Verschiebungs-Ellipsoide von A für Kräfte in B und von B für Kräfte in A sind congruent.

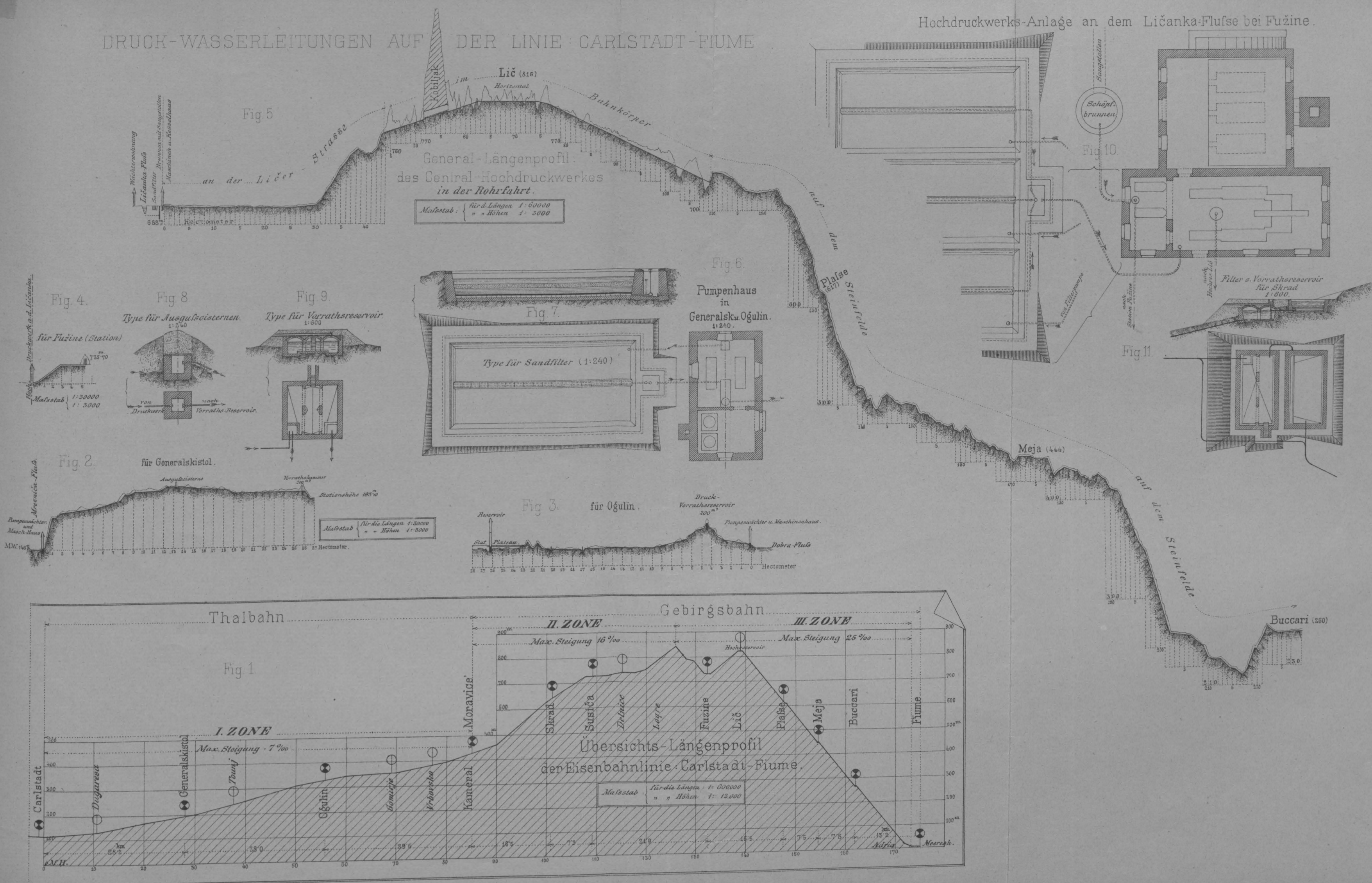
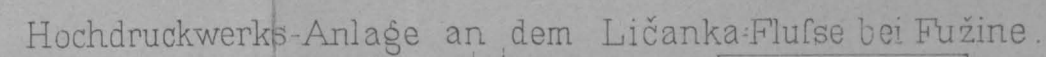
Eine Kraft, welche in der grossen (mittleren, kleinen) Achse des einen Ellipsoids wirkt, erzeugt eine Verschiebung nach der grossen (mittleren, kleinen) Achse des anderen Ellipsoids.

Die Verschiebungen längs der grossen

(mittleren, kleinen) Achse beider Ellipsoide sind einander gleich.

Rückt A nach B , so fallen beide Ellipsoide zusammen. Daraus folgt, dass es drei aufeinander senkrechte Kraftrichtungen gibt, für welche die Verschiebung eines Knotenpunktes in der Richtung der auf ihn wirkenden Kraft stattfindet. Eine dieser Verschiebungen ist die Maximal-, die andere die Minimalverschiebung.

Schliesslich soll bemerkt werden, dass sämtliche Entwicklungen nicht nur für Fachwerke, sondern auch unter den nämlichen Einschränkungen für elastische Körper überhaupt gelten.



DRUCK-WASSERLEITUNGEN AUF DER LINIE: CARLSTADT-FIUME.

ÜBERSICHTS-SITUATIONEN.

Fig. 3.

Centrales Hochdruckwerk bei Fužine.

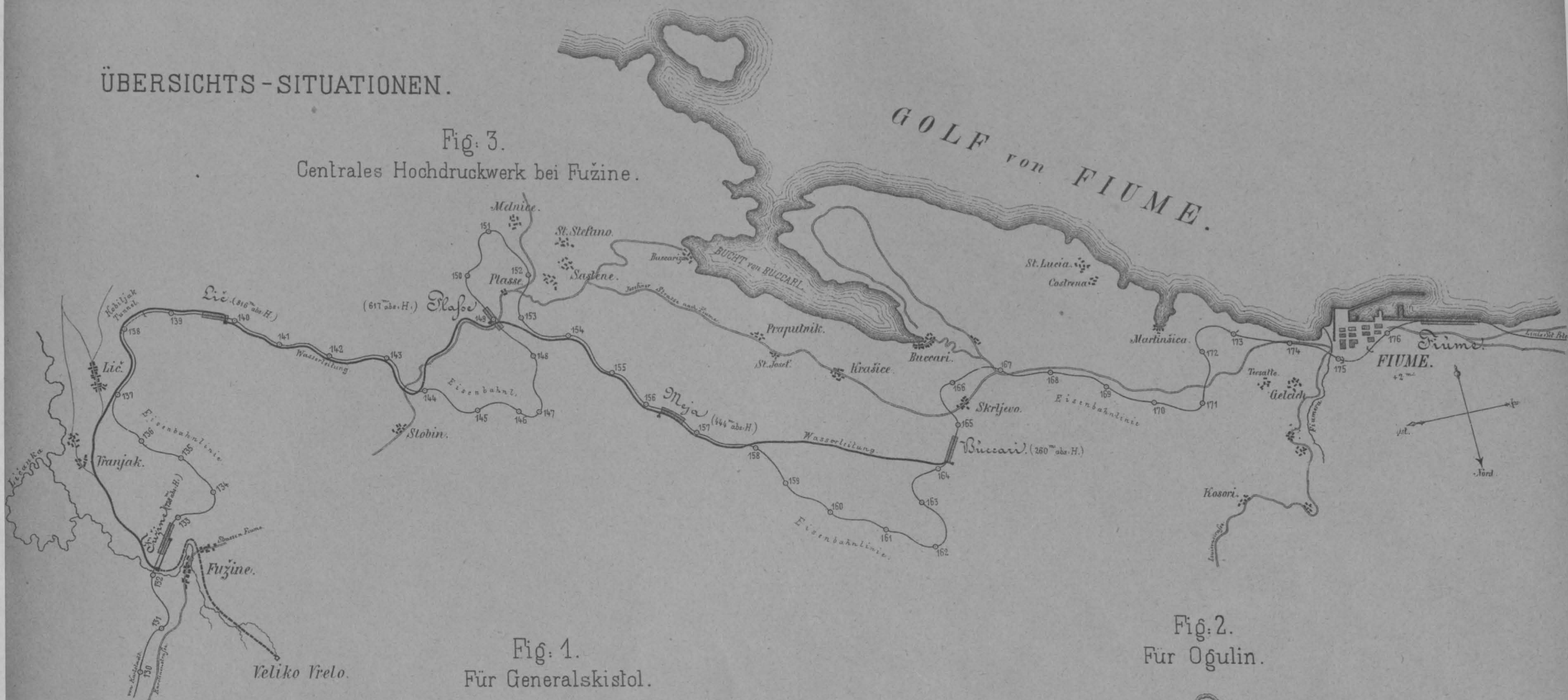


Fig. 1.

Für Generalskistol.

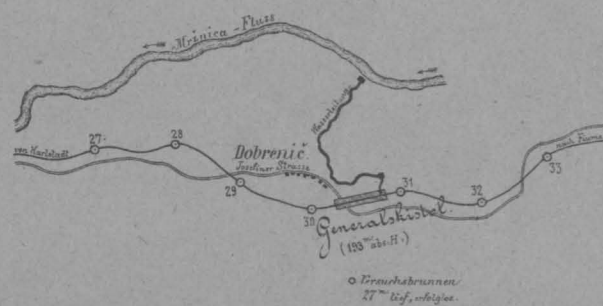
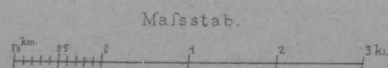
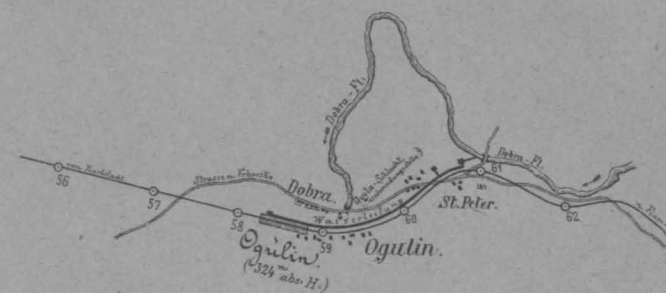
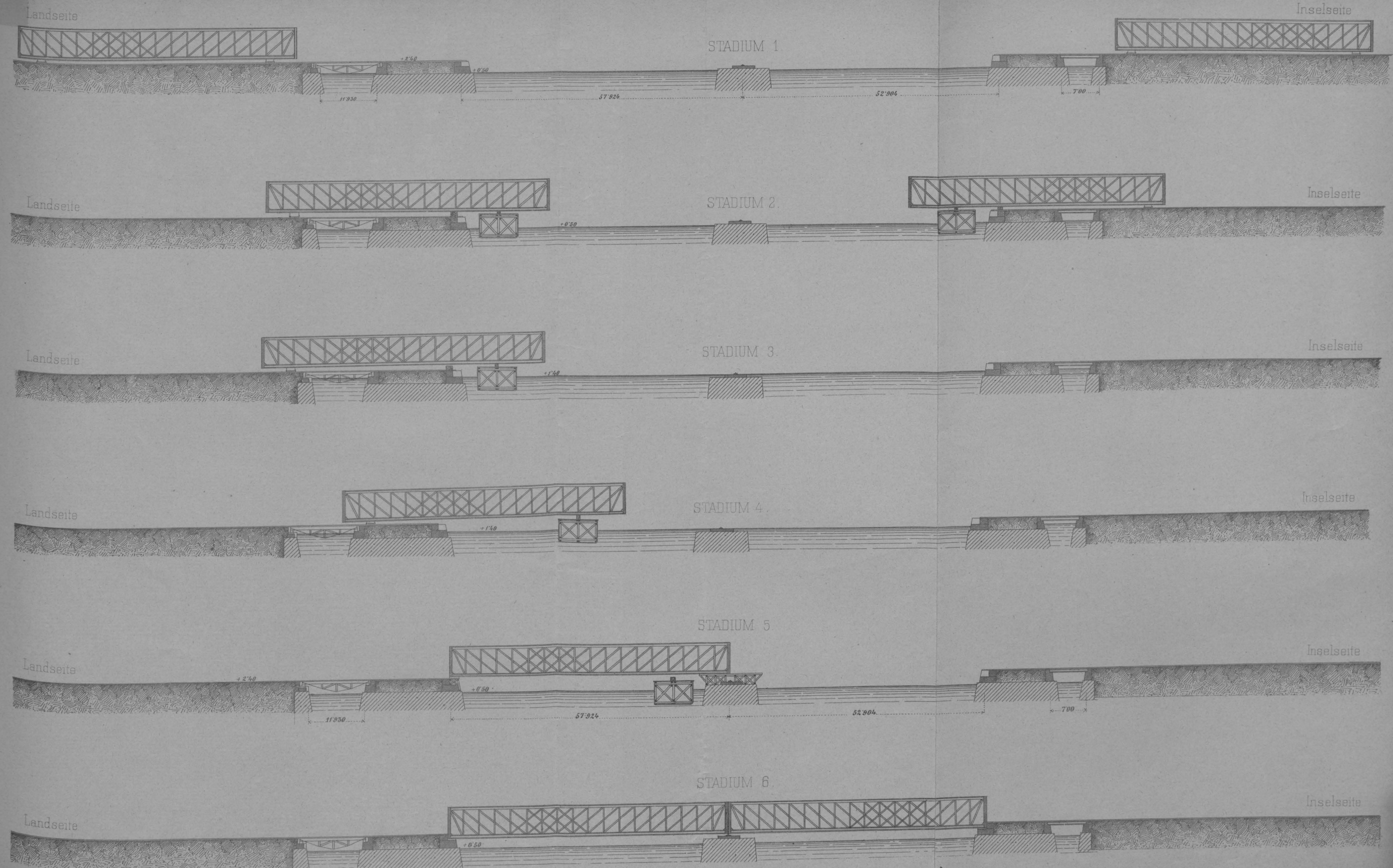
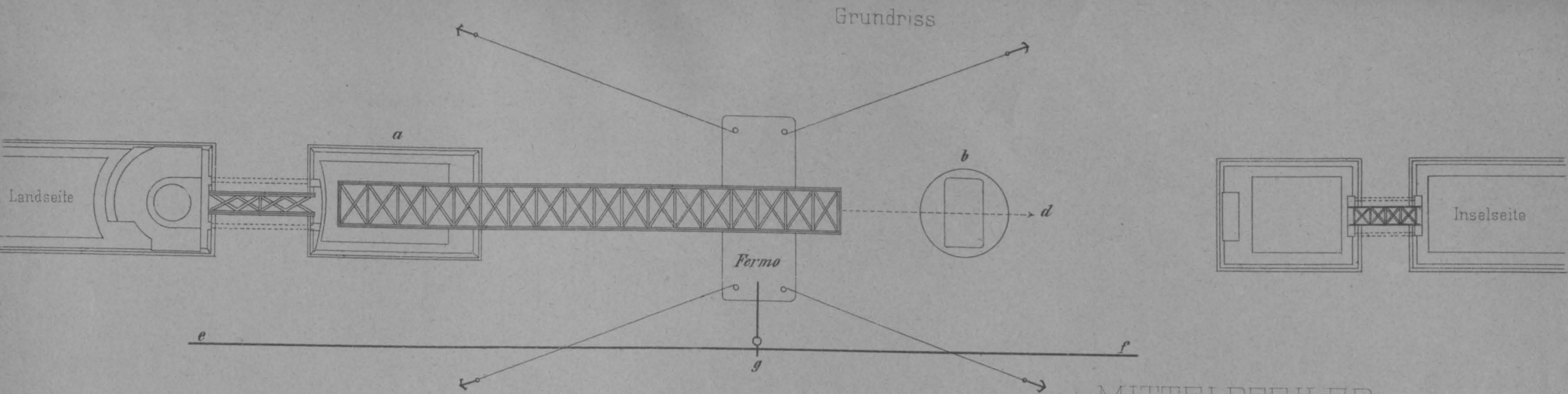


Fig. 2.

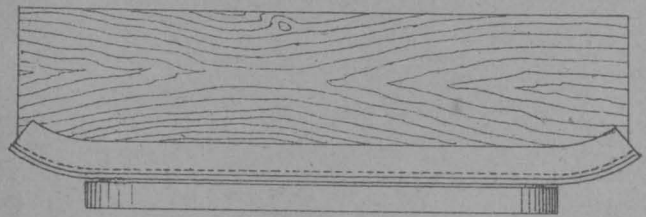
Für Ogulin.



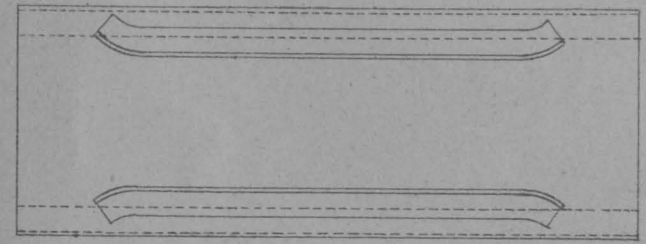




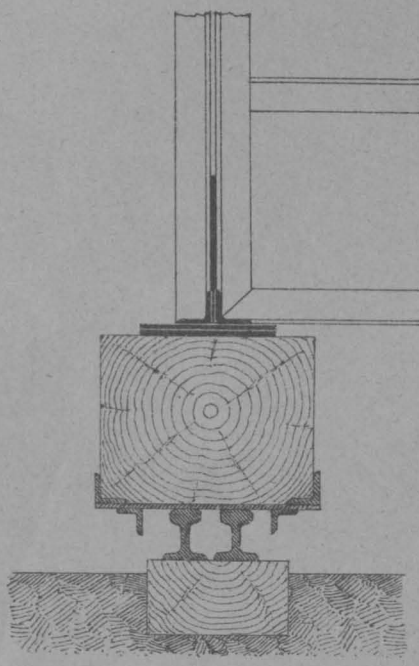
Details des Schlittens



Seitenansicht



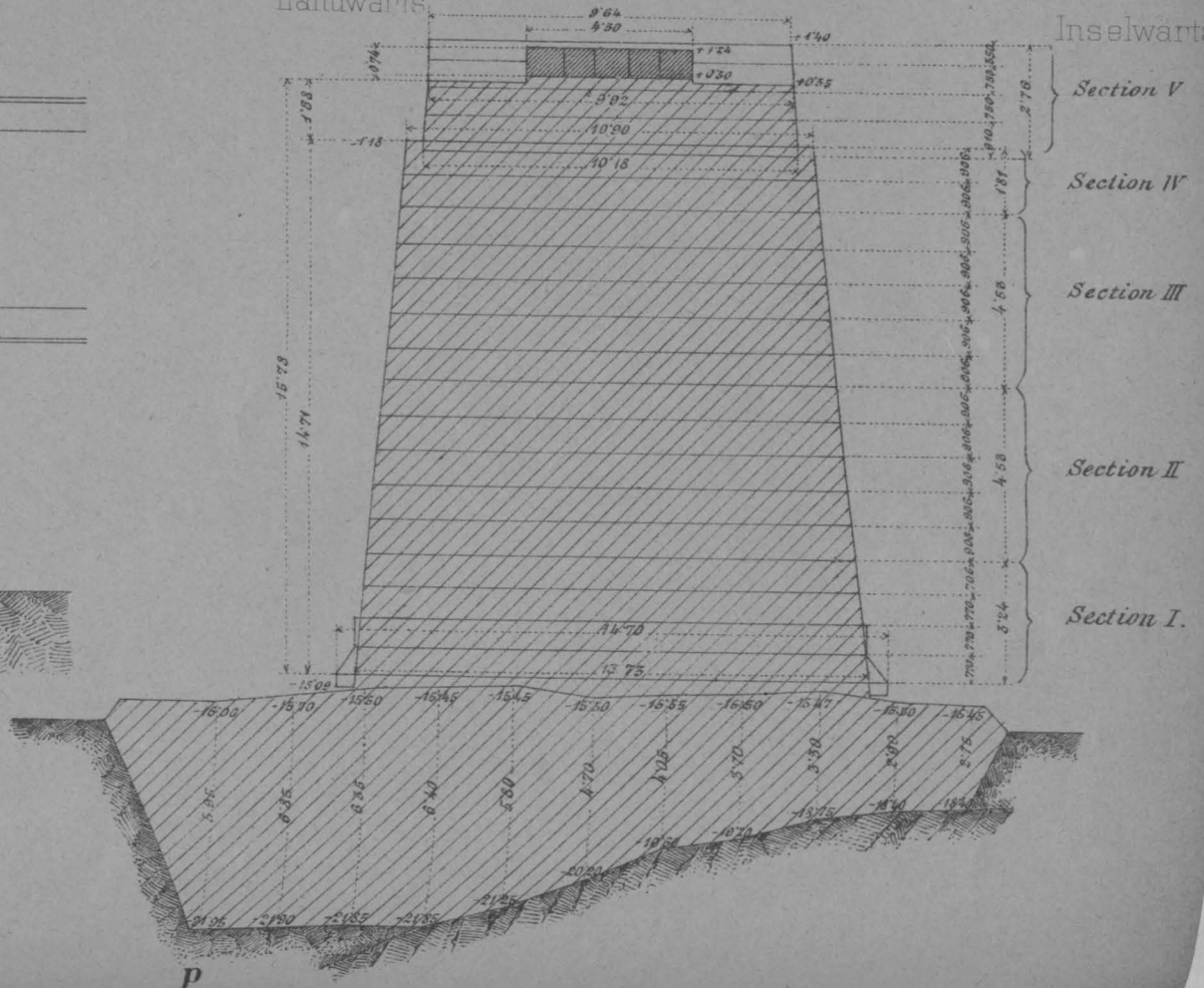
Untere Ansicht



Querschnitt

MITTELPFEILER

der Oliven-Insel-Brücke im Kriegshafen zu Pola
Landwärts Inselwärts



Maassstab für Taf. XIV und für den Grundriss 1:600

